

Titre: Analyse numérique visant l'évaluation du coefficient de pression
des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-
dessus d'un pilier-dalle
Title:

Auteur: Mohamed Amine Sobhi
Author:

Date: 2014

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Sobhi, M. A. (2014). Analyse numérique visant l'évaluation du coefficient de
pression des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-dessus
d'un pilier-dalle [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1575/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1575/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Li Li, & Michel Aubertin
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE NUMÉRIQUE VISANT L'ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE
PRESSION DES TERRES ET DES CONTRAINTES DANS DES CHANTIERS
REMBLAYÉS AU-DESSUS D'UN PILIER-DALLE

MOHAMED AMINE SOBHI

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)

NOVEMBRE 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ANALYSE NUMÉRIQUE VISANT L'ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE PRESSION
DES TERRES ET DES CONTRAINTES DANS DES CHANTIERS REMBLAYÉS AU-
DESSUS D'UN PILIER-DALLE

présenté par : SOBHI Mohamed Amine

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. JAMES Michael, Ph. D., président

M. LI Li, Doctorat, membre et directeur de recherche

M. AUBERTIN Michel, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph. D., membre

DÉDICACE

À mes parents qui m'ont toujours soutenu

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma sincère gratitude au professeur Li Li, mon directeur de recherche, pour m'avoir guidé tout au long de ce projet de maîtrise. Son soutien, ses conseils et sa disponibilité ont été d'une grande aide pour l'aboutissement de ce travail. J'aimerais le remercier aussi pour les visites organisées aux mines d'Abitibi et pour m'avoir donné l'opportunité de participer et d'assister à plusieurs conférences durant ces deux dernières années.

J'aimerais remercier chaleureusement le professeur Michel Aubertin, mon codirecteur de recherche, pour l'intérêt porté à mon projet de maîtrise, pour son expertise et ses commentaires qui m'ont pleinement aidé à avancer et à améliorer la pertinence de mon travail.

Je voudrai aussi remercier le professeur Michael James pour avoir contacté les personnes responsables de Plaxis et réglé le problème de son fonctionnement, ce qui m'a permis de poursuivre mes travaux de recherche. Je le remercie également, ainsi que le professeur Mbonimpa Mamert, pour avoir accepté d'examiner mes travaux de maîtrise.

J'adresse mes remerciements au professeur Tikou Belem pour l'organisation des visites des mines LaRonde et Goldex et à Madame Édith Lafontaine pour son accueil chaleureux à la mine LaRonde.

Je remercie aussi Alain Plaisant pour avoir pris le temps de répondre à mes questions et pour m'avoir aidé avec le logiciel Plaxis.

J'aimerais adresser mes sincères remerciements à Madame Manon Latour pour son aide administrative, mais aussi pour sa disponibilité et son écoute. Un merci tout spécial également à Madame Dominique Pépin pour avoir répondu à mes demandes et avoir fourni tout ce dont j'avais besoin pour le bon déroulement de ma maîtrise.

Je remercie aussi les enseignants et le personnel administratif de l'École des Mines de Douai, de m'avoir fourni l'occasion de poursuivre un double cursus et vivre une expérience professionnelle et personnelle enrichissante.

Un grand merci à mon ami Zakaria qui m'a beaucoup soutenu et encouragé pendant ma maîtrise et avec qui j'ai tant partagé ces dernières années.

J'aimerais remercier également l'ensemble de mes amis et collègues à l'École Polytechnique de Montréal, et plus particulièrement Mustapha, Mark, Vu et Karim pour la bonne ambiance qui a rendu cette maîtrise agréable à réaliser.

Je remercie aussi mes parents et mes frères Oualid, Yassine et Marouane pour leur soutien sans faille, ainsi que mes amis Adnane, Amine, Hicham et Tarek pour leurs encouragements incessants depuis la France et les Pays-Bas.

Je tiens à remercier toutes les autres personnes que je n'ai pas citées, mais qui ont contribué, de près ou de loin, à la réussite de ce projet de maîtrise.

Je remercie enfin le CRSNG, l'IRSST et les partenaires industriels de l'IRME pour leur soutien financier.

RÉSUMÉ

Les mines souterraines font de plus en plus recours au remblayage minier pour améliorer les conditions de stabilité du terrain et pour diminuer la dilution du minerai. L'utilisation du remblai minier contribue également à réduire l'impact environnemental de l'exploitation minière en retournant une partie des rejets miniers dans les chantiers souterrains. L'étude du comportement mécanique du remblai et en particulier les contraintes dans le chantier, est l'une des préoccupations majeures pour les ingénieurs des mines.

Au fil des années, plusieurs solutions analytiques ont été proposées pour évaluer les contraintes au sein du remblai confiné dans les chantiers miniers. La plupart de ces solutions impliquent le coefficient de pression des terres K . La détermination de son expression exacte est un enjeu important afin de pouvoir obtenir une bonne estimation des contraintes dans les chantiers remblayés. Les expressions existantes jusqu'à aujourd'hui pour déterminer ce coefficient peuvent être classifiées en deux catégories: expressions théoriques (Rankine, Coulomb, Krynine, Handy) et expressions empiriques (Jaky, Terzaghi, Caceres).

Pour estimer les contraintes dans les chantiers remblayés, certains chercheurs ont suggéré d'utiliser le coefficient de Jaky au repos K_0 , tandis que d'autres ont proposé d'appliquer le coefficient actif de Rankine K_a . Cette divergence dans le choix du coefficient de pression des terres peut créer une situation confuse pour l'ingénieur des mines. À cet égard, le coefficient de pression des terres K est évalué en utilisant la modélisation numérique. L'accent est mis sur l'influence de la géométrie du chantier et des propriétés du remblai et de la masse rocheuse sur la variation du coefficient K le long de la ligne centrale du chantier minier. Une analyse approfondie sur l'origine du coefficient de pression des terres, révèle que le choix d'un coefficient K ne doit pas être associé seulement au mouvement des parois, mais plutôt à l'état plastique (ou ultime) du remblai minier. Ainsi, pour les chantiers verticaux, les résultats montrent que le coefficient actif de Rankine K_a est celui qui décrit le mieux le rapport entre les contraintes horizontale et verticale le long de la ligne centrale du chantier. Pour les chantiers inclinés, une nouvelle expression est proposée afin de déterminer le coefficient K le long de cette ligne.

Les solutions analytiques pour l'estimation des contraintes dans les chantiers miniers sont pour la plupart développées en considérant un chantier isolé. Lors de ce projet, on s'intéresse également à l'évaluation des contraintes pour un chantier remblayé au-dessus d'un pilier-dalle. L'influence de la profondeur et de la géométrie du chantier, ainsi que l'influence des propriétés du remblai, du pilier-dalle et de la masse rocheuse sur la répartition des contraintes le long de la ligne centrale du chantier minier, sont illustrées par les résultats des simulations numériques. Ceux-ci montrent que la présence d'une excavation au-dessous du pilier-dalle peut influencer considérablement les contraintes. La profondeur de la mine et les propriétés de la roche et du pilier-dalle peuvent aussi affecter la répartition des contraintes dans les chantiers miniers. Ceci indique que les quelques solutions existantes pour le design des remblais et la conception des piliers-dalles et des barricades ont besoin d'être révisées. Des nouvelles solutions doivent être développées pour estimer les contraintes dans les chantiers miniers en tenant compte des excavations sous-jacentes ou adjacentes.

ABSTRACT

Underground mines use more and more backfill to improve the ground stability and to reduce ore dilution. Backfilling also helps reduce the environmental impact of mines by returning a part of the mine wastes in the underground openings. Understanding the mechanical behavior of the backfill and in particular the variation of stresses in backfilled stopes, is one of the major concerns for mining engineers.

Over the years, several analytical solutions have been proposed to evaluate the stresses within the backfill confined in mine stopes. Most of these solutions involve the earth pressure coefficient K . The determination of its exact expression is an important issue in order to get a good estimation of stresses in backfilled stopes. The existing solutions available up-to-date to determine the coefficient K can be classified into two categories: theoretical expressions (Rankine, Coulomb, Krynine, Handy) and empirical expressions (Jaky, Terzaghi, Caceres).

To estimate the stresses in backfilled stopes, some researchers have suggested to use Jaky's at rest coefficient K_0 , while others have proposed to apply Rankine's active coefficient K_a . This divergence in the choice of the earth pressure coefficient may lead a mining engineer to a confusing situation. In this regard, the coefficient K is evaluated using numerical modeling. The focus is laid on the influence of stope geometry, backfill and rock properties on the variation of K along the central line of the backfilled stope. A deep analysis of the origin of the earth pressure coefficient shows that the choice of a coefficient K must not be associated only with the movement of the walls, but rather with the yielding state of the backfill. Thus, for vertical stopes, the numerical results show that Rankine's active coefficient K_a describes better the ratio of horizontal to vertical stresses along the central line of the stope. For inclined stopes, a new expression is proposed to determine the coefficient K along the central line of the stope.

Analytical solutions for estimating stresses in backfilled stopes are mostly developed by considering an isolated stope. During this project, we also evaluate stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. The influence of the depth and geometry of the stope, and the influence of the properties of the backfill, the sill mat and the rock mass on the stress distribution along the central line of the backfilled stope, are also evaluated. The results show that the presence of an

excavation beneath the sill pillar considerably influences the stresses. The depth of the mine and the properties of the rock and sill mat may also affect the distribution of stresses in the backfilled stope. This indicates that the some existing solutions for the design of backfill, sill pillars and barricades need to be revised. New solutions must be developed to estimate the stresses in the backfilled stopes by considering underlying or adjacent excavations.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXV
LISTE DES ANNEXES.....	XXX
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REMBLAIS MINIERS	3
1.1 Définitions.....	3
1.2 Remblais usuels et leurs propriétés	5
1.2.1 Remblai rocheux	5
1.2.1.1 Généralités.....	5
1.2.1.2 Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux.....	6
1.2.2 Remblai hydraulique	7
1.2.2.1 Généralités.....	7
1.2.2.2 Propriétés du remblai hydraulique	8
1.2.3 Remblai en pâte cimenté	9
1.2.3.1 Généralités.....	9
1.2.3.2 Propriétés physiques du remblai en pâte cimenté	12

1.2.3.3	Propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté	13
1.2.3.4	Propriétés hydrauliques du remblai en pâte cimenté.....	15
1.2.3.5	Propriétés géochimiques du remblai en pâte cimenté	16
1.3	Méthodes d'évaluation des propriétés du remblai minier.....	17
1.3.1	Essais en laboratoire.....	17
1.3.2	Essais in-situ.....	18
CHAPITRE 2 APPLICATION DU REMBLAI EN EXPLOITATION SOUTERRAINE.....		20
2.1	Quelques méthodes de minage impliquant le remblai minier	20
2.1.1	Coupe et remblai	20
2.1.1.1	Méthode coupe et remblai ascendant	21
2.1.1.2	Méthode coupe et remblai descendant	23
2.1.1.3	Méthode Avoca	24
2.1.2	Remblai retardé	25
2.2	Solution analytiques pour la conception d'un remblai cimenté	26
2.2.1	Remblai exposé latéralement	26
2.2.2	Remblai exposé à la base	35
2.3	Analyse des contraintes dans les chantiers remblayés	38
2.3.1	Solutions analytiques.....	38
2.3.2	Analyses numériques.....	44
2.4	Coefficient de pression des terres.....	48
2.4.1	Concept.....	48
2.4.2	États de contraintes dans un sol.....	50
2.4.2.1	État des terres au repos.....	51
2.4.2.2	État des terres actif	53

2.4.2.3	État des terres passif	54
2.4.3	Coefficients K utilisés en génie civil.....	55
2.4.3.1	Murs de soutènement	56
2.4.3.2	Tranchées et silos	59
2.4.4	Coefficients K utilisés pour les chantiers miniers	61
2.5	Proposition de recherche	64
CHAPITRE 3 ANALYSE NUMÉRIQUE DU COEFFICIENT DE PRESSION DES TERRES DANS LES CHANTIER MINIER		65
3.1	Choix d'un logiciel.....	65
3.2	Modélisation d'un chantier minier.....	65
3.2.1	Configuration du modèle de référence	65
3.2.2	Étapes de modélisation.....	69
3.2.3	Programme des simulations	70
3.2.4	Validation du logiciel	72
3.3	Résultats des simulations	73
3.3.1	Modèle de référence	73
3.3.2	Effet de la géométrie du chantier	76
3.3.3	Effet des propriétés du remblai minier pour un chantier vertical.....	82
3.3.4	Effet de la méthode de remplissage du chantier minier vertical	86
3.3.5	Effet des propriétés de la roche pour un chantier vertical.....	88
3.4	Nouvelle équation pour la détermination du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ dans les chantiers inclinés	93
3.5	Discussion	96
CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE DE L'ÉTAT DES CONTRAINTES DANS UN CHANTIER REMBLAYÉ AU-DESSUS D'UN PILIER-DALLE		100

4.1	Choix du logiciel	100
4.2	Simulations numériques	101
4.2.1	Configuration du modèle de référence	101
4.2.2	Étapes de modélisation.....	104
4.2.3	Programme des simulations	105
4.3	Résultats numériques et analyses	107
4.3.1	Modèle de référence	107
4.3.2	Effet de la profondeur du chantier minier	110
4.3.3	Effet de la géométrie du chantier minier	113
4.3.4	Effet des propriétés du remblai	115
4.3.5	Effet des propriétés du pilier-dalle	117
4.3.6	Effet des propriétés de la roche	122
4.4	Discussion	125
CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		128
5.1	Conclusion.....	128
5.2	Recommandations	131
BIBLIOGRAPHIE		133
ANNEXES		149

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Les différentes équations pour l'estimation du coefficient de pression des terres pour les murs de soutènements rugueux inclinés.	58
Tableau 3.1: Paramètres considérés pour le modèle de référence du chantier vertical (valeurs inspirées de Li et Aubertin (2009c))	67
Tableau 3.2: Simulations réalisées et les figures correspondantes.....	71
Tableau 3.3: Les différentes qualités de roche et les valeurs de la cohésion c_r et de l'angle de frottement interne ϕ_r correspondantes (d'après Bieniawski 1989).....	92
Tableau 4.1: Géométrie du chantier minier et propriétés du remblai, du pilier-dalle et de la roche pour le modèle de référence (valeurs inspirées de Caceres 2005)	103
Tableau 4.2: Programme des simulations	106

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Répartition de l'utilisation des différents types de remblais dans les mines canadiennes (d'après De Souza et al. 2001 et Benzaazoua et al. 2005).....	4
Figure 1.2: Évolution de UCS d'un remblai hydraulique cimenté en fonction du temps de malaxage pour différents temps de cure (tirée de Kermani et al. 2011).	9
Figure 1.3: Les différents champs de recherche entrepris sur les remblais en pâte (d'après Belem 2009).....	10
Figure 1.4: Schéma typique d'une usine à remblai en pâte (tirée de Sobhi et al. 2013).....	11
Figure 1.5: Courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance de diverses mines canadiennes (tirée de Bussière 2007)	12
Figure 1.6: Exemple montrant l'effet de la proportion de liant (%Ciment), de la quantité d'eau (W/C ratio massique ciment/eau) et des caractéristiques physiques (finesse et densité) du résidu sur la résistance mécanique (UCS) du remblai en pâte (tirée de Fall et Benzaazoua 2003; ciment utilisé : T10/Slag en proportion 20/80)	14
Figure 1.7: Evolution de la conductivité hydraulique saturée d'un remblai en pâte en fonction du temps de curage (tirée de Belem et al. 2001 ; ciment utilisé : CP/cendre volante en proportion 20/80).....	15
Figure 2.1: Méthode coupe et remblai ascendant avec abattage au toit (adaptée de Hartman 1992).	21
Figure 2.2: Méthode Coupe et remblai ascendant par galerie. Vue en plan à gauche, vue en coupe verticale à droite (tirée de Hartman 1992).	22
Figure 2.3: Méthode coupe et remblai descendant (tirée de Hartman 1992).	23
Figure 2.4: Schéma illustrant un chantier excavé sous un pilier-dalle supportant un chantier remblayé.	24
Figure 2.5: Méthode avoca: 1. Sautage d'une tranche verticale 2. Déblaiement du minerai 3. Remblayage (adaptée de Hartman (1992)).	25

Figure 2.6: Bloc confiné de Mitchell et al. (1982)	27
Figure 2.7: Bloc remblayé avec deux faces exposées (tirée de Belem et Benzaazoua. (2004))	28
Figure 2.8: Variation (a) de la cohésion requise c (avec $FS = 1$) et (b) du facteur de sécurité FS (avec $c = 80$ kPa) avec l'augmentation de la longueur du chantier L . Les autres paramètres sont : $B = 30$ m, $H = 50$ m, $\gamma = 20$ kN/m ³ , $\phi = 30^\circ$, $\delta = 15^\circ$, $r_a = 0.2$, $r_z = 0.5$ et $p_0 = 0$ (tirée de Li 2014).	32
Figure 2.9: Variation (a) du facteur de sécurité FS (avec $c = 30$ kPa) et (b) de la cohésion requise c (avec $FS = 1$) en fonction de la hauteur du chantier H , pour différentes valeurs de coefficient d'adhérence r_b . Les autres paramètres sont : $B = 10$ m, $L = 8$ m, $\gamma = 18$ kN/m ³ , $\phi = \delta = 30^\circ$ et $p_0 = 0$ (tirée de Li et Aubertin 2014).	35
Figure 2.10: Géométrie et contraintes appliquées sur un pilier-dalle (adaptée de Mitchell 1991)	36
Figure 2.11: Modes de rupture possibles pour un pilier-dalle (adaptée de Pakalnis et al. (2005))	38
Figure 2.12: Photo d'un chantier minier avant son remblayage montrant l'état rugueux des murs rocheux dans une mine en Abitibi (photo prise par Li en 2013).	41
Figure 2.13: Iso-contours des contraintes (a) verticale et (b) horizontale obtenus numériquement avec FLAC pour un chantier vertical isolé. Géométrie considérée : largeur $B = 6$ m et hauteur $H = 45$ m; propriétés du remblai : $E = 100$ MPa, $\gamma = 18$ kN/m ³ , $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$; propriétés de la roche élastique linéaire : $E = 30$ GPa, $\mu = 0.3$ et $\gamma = 27$ kN/m ³ (tirée de Li et al. 2003).	45
Figure 2.14: Variation du coefficient K le long de la largeur du chantier minier remblayé obtenue numériquement avec FLAC pour un chantier isolé ; on voit aussi la comparaison avec $K_0 = 0.5$ et $K_a = 0.33$. Géométrie considérée : largeur $B = 6$ m et hauteur $H = 45$ m; propriétés du remblai : $E = 100$ MPa, $\gamma = 18$ kN/m ³ , $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$; propriétés de la roche élastique linéaire : $E = 30$ GPa, $\mu = 0.3$ et $\gamma = 27$ kN/m ³ (tirée de Li et al. 2003).	45
Figure 2.15: Distribution des contraintes le long de la ligne centrale d'un chantier vertical isolé obtenue avec un remblayage pseudo-dynamique, pseudo-statique et en plusieurs couches (p.d = pseudo-dynamique, p.s = pseudo-statique, lay. = couche, $\sigma_{xx} = \sigma_h$, $\sigma_{yy} = \sigma_v$). Géométrie considérée : largeur $B = 6$ m et hauteur $H = 45$ m ; propriétés du remblai : $E = 300$ MPa, $\gamma =$	

18 kN/m ³ , $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$; propriétés de la roche : $E = 30\text{GPa}$, $\mu = 0.3$ et $\gamma = 27$ kN/m ³ (tirée de Li et Aubertin 2009c).	46
Figure 2.16: Un sol semi-infini sous équilibre statique; BCDE est un élément 3D infinitésimal soumis à σ_v et σ_h	49
Figure 2.17: Évolution de l'état de contraintes d'un sol initialement au repos (selon l'approche de Rankine)	51
Figure 2.18: Mur de soutènement considéré par Coulomb (1776)	57
Figure 2.19: Variation théorique des contraintes verticales et horizontales normalisées pour différentes valeurs de ϕ , le long de la largeur d'une tranchée verticale avec parois rugueuses.	60
Figure 2.20: Contraintes verticales moyennes mesurées au laboratoire par Pirapakaran et Sivakugan (2007b) au centre (a) d'un chantier de section carrée de 600 mm de hauteur et 100 mm de largeur et (b) d'un chantier de section carrée de 900 mm de hauteur et 150 mm de largeur; ces contraintes sont comparées aux valeurs obtenues avec la solution analytique 3D de Li et al. (2005b) en utilisant le coefficient actif de Rankine (K_a) et le coefficient de Jaky de au repos (K_0). Les propriétés des matériaux (mesurées): $\gamma = 17.53$ kN/m ³ , $\phi = 35^\circ$, $\delta = 0.83\phi$	63
Figure 3.1: Schéma d'un chantier minier incliné.....	66
Figure 3.2: Modèle typique d'un chantier minier incliné réalisé avec SIGMA/W avec les conditions aux frontières imposées.	67
Figure 3.3: Maillage du modèle utilisé pour les simulations de chantiers miniers verticaux.	68
Figure 3.4: Étapes de modélisation d'un chantier minier vertical (couleur jaune = roche, couleur verte = remblai, zone hachurée = zone créée lors d'une étape).	70
Figure 3.5: Comparaison entre la variation du coefficient de pression des terres K obtenues par SIGMA et FLAC (Li et Aubertin 2009c) le long de la ligne centrale d'un (a) chantier vertical et (b) chantier incliné ($\alpha = 80^\circ$). Les simulations numériques ont été réalisées avec $B = 6$ m, $\gamma = 18$ kg/m ³ , $E = 300$ MPa, $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$ et $\psi = 0^\circ$	73

- Figure 3.6: (a) Distribution des contraintes le long de la ligne centrale du chantier vertical de référence obtenue avec SIGMA/W. (b) Iso-contours de la contrainte horizontale σ_h dans le chantier minier de référence, à droite de l'axe de symétrie (incrément de 5 kPa). (c) Iso-contours de la contrainte verticale σ_v dans le chantier minier de référence (incrément de 20 kPa).....74
- Figure 3.7: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du modèle de référence. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions analytiques citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.75
- Figure 3.8: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différentes largeurs B . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.76
- Figure 3.9: Distribution des contraintes horizontale σ_h et verticale σ_v et des contraintes principales mineure σ_3 et majeure σ_1 le long de la ligne centrale d'un chantier incliné de 70° par rapport à l'axe horizontal.....77
- Figure 3.10: Iso-contours des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W pour un chantier incliné de 70° par rapport à l'axe horizontal. (Incréments de 10 kPa pour σ_h et de 20 kPa pour σ_v).....78
- Figure 3.11: Variation du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.79
- Figure 3.12: Variation du rapport $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.80
- Figure 3.13: Variation du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 3$ m) pour différents angles d'inclinaison α .

Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.81

Figure 3.14: Variation du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 18$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.82

Figure 3.15: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents modules E du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.83

Figure 3.16: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier pour différents coefficients de Poisson μ du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir du coefficient au repos dû au coefficient de Poisson $(K_0)_\mu$ sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.84

Figure 3.17: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents angles de frottement internes ϕ du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir du coefficient actif de Rankine K_a sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.85

Figure 3.18: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents angles de dilatance ψ du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.86

Figure 3.19: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents méthodes de remplissage. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.87

Figure 3.20: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents modules E_r de la roche linéaire

élastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....88

Figure 3.21: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents coefficients de Poisson μ_r de la roche linéaire élastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.89

Figure 3.22: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents modules E_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....90

Figure 3.23: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents coefficients de Poisson μ_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenus à partir des différentes expressions sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....90

Figure 3.24: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différentes qualités de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....91

Figure 3.25: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents angles de dilataance de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....91

Figure 3.26: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents poids volumiques γ_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....92

Figure 3.27: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents coefficients K_r de la roche

- élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....93
- Figure 3.28: Comparaison entre les K_m' et les coefficients K obtenus numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α ($\phi = 30^\circ$). Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....95
- Figure 3.29: Comparaison entre les K_m' et les coefficients K obtenus numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α ($\phi = 20^\circ$). Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.....95
- Figure 3.30: Les points du chantier minier en état ultime (état plastique) obtenus par SIGMA/W.97
- Figure 3.31: (a) Iso-contours des déplacements verticaux obtenus par SIGMA/W 2007 dans le chantier vertical de référence (incrément de -0.002 m), à droite de l'axe de symétrie. (b) Vue exagérée des déformations subies par le remblai minier.98
- Figure 4.1: Distribution des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues avec FLAC, SIGMA et Plaxis le long de la ligne centrale d'un chantier minier. Les géométries et les propriétés des matériaux sont donnés à la figure 3.2 et au tableau 3.1 dans la section 3.2.1.101
- Figure 4.2: Schéma d'une excavation sous un chantier minier soutenu par un pilier-dalle.102
- Figure 4.3: Modèle numérique de référence réalisé avec Plaxis. Les dimensions, les conditions aux frontières et le maillage utilisé sont également indiqués.....104
- Figure 4.4: Étapes de modélisation d'un chantier vertical soutenu par un pilier-dalle (couleur orange = roche, couleur verte = remblai, couler bleue = pilier-dalle).....105
- Figure 4.5: Variation des contrainte verticale (a) et horizontale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier de référence (couleur verte = remblai, couler bleue = pilier-dalle). Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.107
- Figure 4.6: Iso-contours des déplacements horizontaux (mm) obtenus avec Plaxis pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.109

- Figure 4.7: Résultats numériques et analytiques des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale dans le remblai minier de référence avant et après l'excavation du chantier sous-jacent. 110
- Figure 4.8: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier situé à différentes profondeurs z . Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 111
- Figure 4.9: Emplacement des points qui sont à l'état ultime et en traction pour le cas du modèle de référence (Tension cut-off = 0 kPa) (a). Comparaison des variations de la contrainte verticale le long de la ligne centrale du chantier obtenues avec des valeurs de Tension cut-off de 0 kPa et de -542 kPa pour le chantier de référence (b); pour un chantier vertical situé à une profondeur de 300 m (c); pour un chantier vertical situé à une profondeur de 400 m (d). 112
- Figure 4.10: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes largeurs B . Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 113
- Figure 4.11: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents angles d'inclinaison α . Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 114
- Figure 4.12: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents modules E du remblai. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 115
- Figure 4.13: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ du remblai. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 116
- Figure 4.14: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents angles de frottement ϕ du remblai. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 117

- Figure 4.15: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différentes épaisseurs e du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 118
- Figure 4.16: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents modules E_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 119
- Figure 4.17: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 120
- Figure 4.18: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents angles de frottement ϕ_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 121
- Figure 4.19: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différentes cohésions c_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 121
- Figure 4.20: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents modules E_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 122
- Figure 4.21: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 123
- Figure 4.22: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents angles de frottement ϕ_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 124
- Figure 4.23: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différentes cohésions c_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2. 124

Figure 4.24: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de pression des terres K_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.125

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Coefficient de Handy
α (°)	Inclinaison du chantier minier
B (m)	Largeur du chantier minier
β (°)	Angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontal
c (kPa)	Cohésion du sol ou du remblai
c_a (kPa)	Cohésion entre le remblai et les murs de minerai adjacents
c_p (kPa)	Cohésion du pilier-dalle
c_r (kPa)	Cohésion de la roche
c_z (kPa)	Cohésion entre le remblai et les murs de roche adjacents
C ₂ S	Silicate bicalcique
C ₃ A	Aluminate tricalcique
C ₃ S	Silicate tricalcique
C ₄ AF	Ferroaluminate tétracalcique
CD	Essai consolidé drainé
CP	Ciment Portland
CRE	Courbe de rétention d'eau
C-S-H	Silicates de carbone hydratés
CU	Essai consolidé non drainé (Consolidated Undrained)
C_U	Coefficient d'uniformité
D_e (m ² s ⁻¹)	Coefficients de diffusion
D_r (%)	Densité relative
D_x (mm)	Diamètre correspondant à x % massique cumulé sur la courbe granulométrique

δ (°)	Angle de frottement à l'interface entre les murs et le remblai
e (m)	Epaisseur du pilier-dalle
E (MPa)	Module de Young du sol ou du remblai
E_p (MPa)	Module de Young du pilier-dalle
E_r (MPa)	Module de Young de la roche
ε_h	Déformation horizontale
ε_v	Déformation verticale
FA	Cendres volantes (Fly Ashes)
FS	Facteur de sécurité
ϕ (°)	Angle de frottement interne du sol ou du remblai
ϕ_p (°)	Angle de frottement interne du pilier-dalle
ϕ_r (°)	Angle de frottement interne de la roche
GM	Modèle généralisé de Li (2014)
γ (kN/m ³)	Poids volumique du sol ou du remblai
γ_d (kN/m ³)	Poids volumique sec
γ_p (kN/m ³)	Poids volumique du pilier-dalle
γ_r (kN/m ³)	Poids volumique de la roche
h (m)	Profondeur d'un point à partir de la surface du sol ou du remblai
H (m)	Hauteur du remblai
H_a	Activité hydraulique
$H_m B_b$	Module hydraulique
HAR	Chantier à haut ratio (High Aspect Ratio)
I_H	Indice de Vicat
I_p	Indice de plasticité

k (m/s)	Conductivité hydraulique
k_r	Taux de réaction
k_{sat} (m/s)	Conductivité hydraulique saturée
K	Coefficient de pression des terres
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
$(K_0)_\mu$	Coefficient de pression des terres au repos dû au coefficient de Poisson
K_a	Coefficient de pression des terres actif
$K_{Caceres}$	Coefficient de pression des terres de Caceres
$K_{Krynine}$	Coefficient de pression des terres de Krynine
K_m'	Nouveau coefficient de pression des terres proposé
K_p	Coefficient de pression des terres passif
K_r	Coefficient de pression des terres de la roche
L (m)	Longueur du chantier minier
LAR	Chantier à bas ratio (Low Aspect Ratio)
MM	Modèle modifié de Li et Aubertin (2012)
$MSDP_u$	Critère de rupture d'Aubertin et al. (2002)
μ	Coefficient de Poisson du sol ou du remblai
μ_p	Coefficient de Poisson du pilier-dalle
μ_r	Coefficient de Poisson de la roche
N_c	Facteur empirique adimensionnel dépendant de l'angle de frottement ϕ du sol.
N_q	Facteur empirique adimensionnel dépendant de l'angle de frottement ϕ du sol.
N_γ	Facteur empirique adimensionnel dépendant de l'angle de frottement ϕ du sol.
OCR	Rapport de consolidation
p_0 (kPa)	Charge appliquée sur le remblai

ψ (°)	Angle de dilatance du sol ou du remblai
ψ_p (°)	Angle de dilatance du pilier-dalle
ψ_r (°)	Angle de dilatance de la roche
q_f (kPa)	Capacité portante d'un sol
r_a	Coefficient d'adhérence entre le minerai et le remblai
r_z	Coefficient d'adhérence entre la roche et le remblai
r_b	Coefficient d'adhérence
Réf	Cas de référence
SDI_r	Indice de résistance
σ_1 (kPa)	Contrainte principale majeure
σ_3 (kPa)	Contrainte principale mineure
σ_c (kPa)	Contrainte de confinement latéral des épontes
σ_{ci} (kPa)	Compression simple du remblai intact
σ_h (kPa)	Contrainte horizontale
σ_n (kPa)	Contrainte normale
σ_p (kPa)	Contrainte de préconsolidation
σ_t (kPa)	Résistance à la traction
σ_v (kPa)	Contrainte verticale
θ (°)	Angle d'inclinaison du mur de soutènement par rapport à l'axe vertical
τ (kPa)	Résistance au cisaillement
UCS (kPa)	Résistance en compression uniaxiale
UU	Essai non consolidé non drainé (Unconsolidated Undrained)
VAR	Variable
VCR	Variante de la méthode de minage sous-niveaux abattus (Vertical Crater Retreat).

w_{opt} (%)	Teneur en eau optimale
W/C	Ratio massique ciment/eau
W_c (kPa)	Charge appliquée par le remblai sur une conduite dans une tranchée remblayée
x	Distance relative de la ligne centrale d'une tranchée verticale
z (m)	Profondeur du chantier minier

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Validation du code SIGMA/W 2007	149
Annexe 2 : Distributions des contraintes obtenues avec SIGMA/W 2007	178
Annexe 3: Validation du code Plaxis 2D 2014	187
Annexe 4: Iso-contours des contraintes et des déplacements obtenus avec Plaxis 2D	198

INTRODUCTION

Le remblayage minier est devenu une pratique courante dans les mines souterraines au Canada et dans le reste du monde. Il constitue une solution efficace pour améliorer la stabilité du terrain et pour réduire la quantité de rejets engendrés par l'exploitation minière à déposer en surface. Le comportement mécanique du remblai minier est une préoccupation majeure pour les ingénieurs des mines, et plus en particulier, l'état des contraintes dans les chantiers miniers. L'évaluation peut être réalisée à l'aide des simulations numériques ou avec des méthodes analytiques. Les solutions analytiques sont plus avantageuses par rapport aux modélisations numériques, car elles sont plus accessibles et moins exigeantes en termes d'outils informatiques, mais elles sont moins flexibles.

À travers les années, plusieurs solutions analytiques ont été proposées pour estimer les contraintes dans les chantiers miniers remblayés, basées principalement sur l'analyse de l'équilibre limite. La plupart de ces solutions sont exprimées en fonction du coefficient de pression des terres K , défini comme le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale effectives. Ce coefficient a été développé à l'origine pour les problèmes de murs de soutènement en génie civil. Pour les chantiers remblayés, certains chercheurs proposent d'utiliser le coefficient au repos K_0 en argumentant que le massif rocheux est très rigide et que le déplacement des parois du chantier minier est négligeable lors de la mise en place du remblai, tandis que d'autres suggèrent d'appliquer le coefficient de poussée des terres actif de Rankine K_a en se basant sur les résultats des simulations numériques et des tests de laboratoire. L'incertitude sur le choix du coefficient de pression des terres K peut conduire l'ingénieur à des situations ambiguës lors de la conception du remblai et des barricades.

De plus, ces solutions analytiques ont été développées pour un chantier minier isolé sans considérer une éventuelle excavation adjacente ou sous-jacente. Dans le cas de la méthode de minage coupe et remblai descendant, l'utilisation des piliers-dalles en remblai cimenté est nécessaire pour fournir un espace de travail sécuritaire aux mineurs œuvrant sous le chantier remblayé. Les piliers-dalles en remblai cimenté aident aussi à augmenter le taux de récupération du minerai. La présence d'un pilier-dalle et d'une excavation en dessous du chantier minier peut affecter les contraintes dans ce dernier, un aspect souvent négligé par les solutions analytiques.

L'objectif de ce projet de recherche est d'évaluer numériquement dans un premier temps la distribution des contraintes et la valeur du coefficient de pression des terres K dans un chantier remblayé ; la source de l'ambiguïté dans le choix d'une expression appropriée pour ce coefficient est clarifiée pour la ligne centrale du chantier minier par un rappel des expressions de coefficient de pression des terres. Dans un second temps, les contraintes dans un chantier remblayé (pilier-dalle et remblai au-dessus du pilier-dalle) seront évaluées en investiguant l'effet de la profondeur des ouvertures et d'autres paramètres, incluant notamment la géométrie du chantier minier et les propriétés du remblai, du pilier-dalle et de la roche sur la distribution des contraintes le long de la ligne centrale du chantier remblayé.

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres. Le premier chapitre présente le remblai minier, les différents types couramment utilisés dans les mines et leurs caractéristiques. Le deuxième chapitre aborde les applications du remblai dans quelques méthodes de minage et présente quelques modèles pour la conception du remblai, ainsi que les solutions analytiques pour l'évaluation des contraintes dans le chantier. L'origine du coefficient de pression des terres est aussi révisée pour voir les différents états en lien avec le mouvement des murs. Dans le troisième chapitre, les résultats des simulations numériques réalisées pour évaluer le coefficient de pression des terres sont présentés. Quant au quatrième chapitre, il traite des simulations réalisées pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé au-dessus d'un pilier-dalle. Finalement, le cinquième chapitre est une synthèse générale des résultats obtenus et présente les conclusions de ce projet et quelques recommandations pour la suite des travaux.

CHAPITRE 1 REMBLAIS MINIERS

Le remblayage des vides souterrains daterait de 1864 où il fut utilisé pour la première fois en Pennsylvanie pour éviter la subsidence sous une église (Hassani et Archibald 1998). Depuis les années 1950, les remblais hydrauliques étaient utilisés pour servir de plateforme de travail dans des chantiers miniers (Nantel 1998). Les années 1960 ont vu l'introduction des remblais hydrauliques cimentés suivis aux années 1980 par l'apparition des remblais rocheux cimentés et des mélanges hydrauliques rocheux (Hassani et Bois 1992). Les remblais en pâte cimenté et les remblais à haute densité sont apparus un peu plus tard au début des années 1990 et le remblai en pâte cimenté a gagné d'importance pendant les années 2000 (Bois et al. 2004).

L'objectif principal du remblayage des mines est d'assurer la stabilité des ouvertures minières et rendre les conditions de travail plus sécuritaires pour les mineurs. Il présente également un avantage environnemental important en diminuant la quantité de rejets à entreposer en surface, réduisant ainsi les risques liés à la gestion de ces rejets.

Dans ce chapitre, les remblais couramment utilisés dans les mines souterraines seront présentés brièvement, notamment leurs types et leurs caractéristiques.

1.1 Définitions

Le remblai minier fait référence à tout matériau placé dans les ouvertures créées après l'extraction du minerai de la masse rocheuse, incluant notamment les chantiers sous terre et les fosses à ciel ouvert. Ce matériau est très déformable comparativement au massif rocheux encaissant. Il est constitué de trois composantes: le solide, l'eau du mélange et le liant. Des additifs peuvent être rajoutés pour une meilleure performance. Le solide est principalement formé des rejets de concentrateur avec ou sans ajout de matériaux d'emprunt (sable et/ou gravier) ou des roches stériles. Quant au liant, il peut être simplement du ciment Portland tout usage ou un combiné de ciments et d'autres liants minéraux comme les cendres volantes, les scories ou la chaux (Belem et al. 2000; Benzaazoua et al. 2002, 2004).

Il existe trois principaux types de remblai en usage dans les mines souterraines : le remblai rocheux, le remblai hydraulique et le remblai en pâte (De Souza et al. 2001). Le remblai rocheux est constitué de roches stériles d'origine minière, généralement transporté aux chantiers par camion ou convoyeur. Le remblai hydraulique est quant à lui préparé à partir des résidus miniers (rejets de concentrateur) traités par hydrocyclonage, alors que le remblai en pâte cimenté est un mélange constitué de tous les résidus, d'eau et de liant à pourcentage variant entre 2 et 7% en masse des solides. Leurs propriétés varient selon la nature et proportion des matériaux utilisés dans leur préparation, mais aussi des méthodes utilisés pour leur transport et leur mise en place. Le choix d'un type de remblai dépend généralement de plusieurs facteurs incluant la méthode de minage employée et la résistance mécanique désirée. La figure 1.1 tirée de Benzaazoua et al. (2005) et adaptée de De Souza et al. (2001) représente une répartition de l'utilisation des différents types de remblais par 33 entreprises dans les mines souterraines canadiennes. Le remblai en pâte cimenté est le plus récent des remblais utilisés dans l'industrie minière, mais il est celui dont l'utilisation croît le plus en raison des différents avantages qu'il présente par rapport aux autres types de remblai (De Souza et al. 2001). Ces trois types de remblais seront décrits plus en détails dans la suite de ce chapitre.

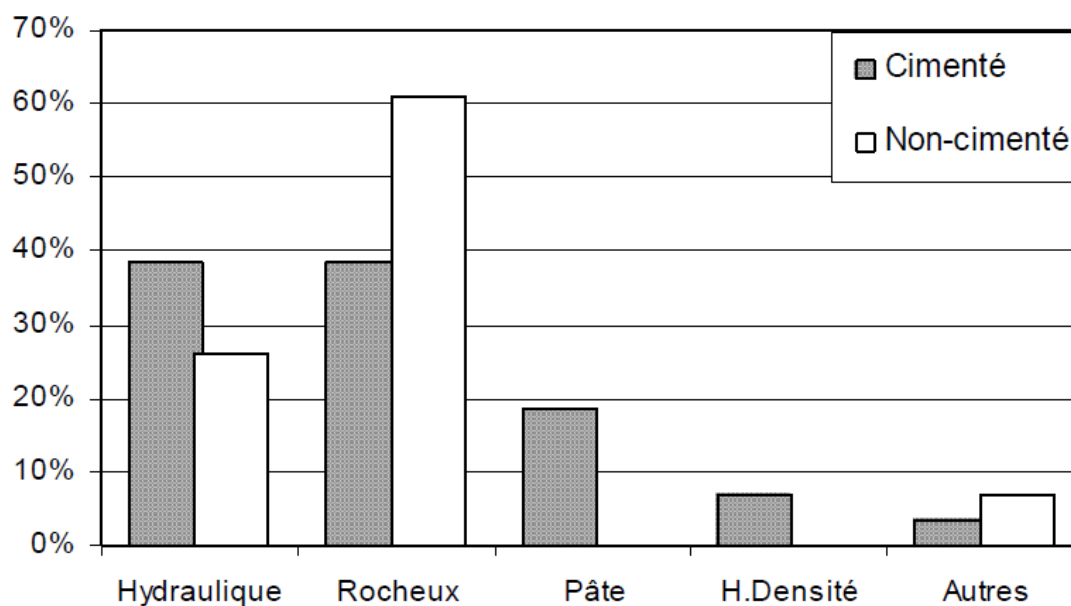


Figure 1.1: Répartition de l'utilisation des différents types de remblais dans les mines canadiennes (d'après De Souza et al. 2001 et Benzaazoua et al. 2005)

1.2 Remblais usuels et leurs propriétés

Comme mentionné précédemment, les principaux types de remblai utilisés dans les mines souterraines sont le remblai rocheux cimenté ou non cimenté, le remblai hydraulique cimenté ou non cimenté et le remblai en pâte cimenté. Dans ce qui suit, on présentera ces trois types de remblai et leurs caractéristiques.

1.2.1 Remblai rocheux

1.2.1.1 Généralités

Le remblai rocheux est constitué généralement de roches stériles d'origine minière, dont la taille des particules varie entre 1 mm et plusieurs dizaines de cm. Il est parfois sujet de rajout d'un liant avant, durant ou après la mise en place du remblai afin d'améliorer sa résistance mécanique (Hassani et Archibald 1998). L'usine de préparation du remblai rocheux doit produire suffisamment de stériles aux dimensions désirés et s'assurer de bien respecter les proportions prévues pour le mélange avec le liant. En effet, l'instrumentation et le contrôle sont requis lors de la préparation du remblai rocheux parce que la granulométrie des stériles, les quantités de liants ajoutés ainsi que la qualité de l'eau peuvent affecter considérablement la résistance du remblai rocheux. Ce type de remblai est transporté sous terre par un réseau de cheminées de transport avant qu'il soit acheminé à l'emplacement des chantiers à remblayer grâce à des camions ou des convoyeurs. Le remblai rocheux est très utile lorsqu'on veut réduire la quantité de stériles à entreposer en surface ou lorsqu'une résistance mécanique élevée est requise (Benzaazoua et al. 2005).

Hassani et Archibald (1998) ont classifié les remblais rocheux en 4 catégories selon leur composition. Ils proposent de le classifier en URF (Uncemented Rockfill) lorsqu'il est constitué de roche stérile seulement, en CRF (Cemented Rockfill) lorsqu'on lui rajoute un agent liant, en CSRF (Cemented Sand Rockfill) lorsqu'il est mélangé avec du sable cimenté (5 à 10 % en poids) et en CSWF (Cemented Sand Waste Fill) lorsqu'on lui rajoute après un mélange de sable et de ciment. L'utilisation d'un type spécifique de remblai rocheux est décidée en fonction de la

résistance mécanique désirée qui va dépendre de manière générale de la fonction que va jouer le remblai sous terre.

La préparation du remblai rocheux est simple et ce dernier peut fournir de très bonnes résistances mécaniques par rapport aux autres types de remblai. Toutefois, ce type de remblai peut impliquer des coûts importants au niveau de sa production en surface et surtout lors du transport des matériaux jusqu'au point de déversement sous terre. Un autre inconvénient que présente le remblai rocheux est la ségrégation des particules qui se produit lors de la mise en place du remblai et qui affecte par endroit sa résistance mécanique. Cette ségrégation vient du fait que le chantier ne se remplit pas uniformément parce que les particules grossières et fines n'ont pas la même vitesse de chute pendant la mise en place. Lorsqu'une forte ségrégation est prévue, il est recommandé que les stériles soient déversés dans le chantier en premier suivi du coulis du liant après, au lieu de les mélanger avant. Lorsqu'il n'y a pas trop de ségrégation, le remblai rocheux ne nécessite pas l'utilisation de barricades sophistiquées, voire aucune barricade, et ne génère pas d'eau de drainage (Benzaazoua et al. 2005).

1.2.1.2 Propriétés des roches stériles et du remblai rocheux

Les propriétés du remblai rocheux vont dépendre principalement des caractéristiques des roches stériles utilisées pour sa préparation. Ces dernières sont de tailles différentes et présentent des granulométries très étalées. Leur coefficient d'uniformité C_U ($= D_{60}/D_{10}$ où D_x est le diamètre correspondant à x % passant sur la courbe granulométrique) est souvent supérieur à 20 (Aubertin et al. 2002; Gamache 2004; Bussière et al. 2011; Peregeodova 2012).

La densité relative D_r des particules de roches stériles peut varier selon le type de la roche. En général, elle se situe entre 2.4 et 6. À la mine LaRonde en Abitibi, par exemple, la valeur de D_r des roches stériles variait autour de 2.8 (Gamache 2004) alors que dans la mine du Lac Tio, ce paramètre prenait des valeurs égales à 4 environ (Bussière et al. 2011; Peregeodova 2012). Pour la plupart des roches stériles, l'indice des vides varie entre 0.6 et 0.9 et leur angle de friction entre 33° et 41° (Aubertin et al. 2002).

La conductivité hydraulique des roches stériles varie en fonction de la distribution granulométrique, la porosité, la forme et la texture de la roche. La conductivité hydraulique

saturée des roches stériles de la mine LaRonde variait d'un échantillon à l'autre et se situait entre 1.55×10^{-1} et 6.16×10^{-5} cm/s (Hernandez 2007). Quant à la mine du lac Tio, les mesures de la conductivité hydraulique saturée variaient entre 1.1×10^{-1} et 5.5×10^{-2} cm/s selon l'échantillon testé (Bussière et al. 2011; Peregeodova 2012).

Farsangi (1996) a mené des études sur plusieurs remblais rocheux et a obtenu des porosités entre 30 et 50% et des angles de friction entre 35° et 45° . Les caractéristiques variées des roches stériles vont modifier les propriétés du remblai rocheux par endroit. L'utilisation d'un liant va également modifier les propriétés du remblai. Par exemple, des études présentées dans Potvin (2005) ont montré qu'un remblai rocheux cimenté constitué de grosses particules atteint une résistance en compression uniaxiale de 1.29 MPa (à 28 jours), tandis qu'avec la même teneur en ciment, un remblai rocheux contenant des particules fines atteindrait une résistance de 3.5 MPa (à 28 jours).

Chou (2012) a mesuré la résistance en compression uniaxiale de 3 échantillons de remblai rocheux cimenté et les valeurs obtenues se situaient entre 10.9 MPa et 16.6 MPa en utilisant un rapport liant/stérile de 10 % en masse. À noter que ces valeurs sont très élevées par rapport aux résistances en compression uniaxiale usuellement observées pour un remblai rocheux cimenté, qui varient typiquement entre 1.4 MPa et 7 MPa pour une teneur en ciment entre 5 et 6% de la masse totale (Farsangi 1996).

1.2.2 Remblai hydraulique

1.2.2.1 Généralités

Le remblai hydraulique est constitué principalement de rejets de concentrateur traités par hydrocyclonage. Cette opération permet d'éliminer la fraction fine des rejets dont le diamètre est inférieur à environ $10 \mu\text{m}$, dans le but d'augmenter la résistance mécanique et la perméabilité du remblai (Rankine et al. 2006). En plus des rejets de concentrateur, le remblai hydraulique peut contenir parfois des matériaux d'emprunts d'origine naturelle comme du sable. Quant à l'ajout du liant, il est nécessaire lorsqu'une face du remblai sera exposée lors de l'excavation de chantiers

adjacents. Le liant utilisé est principalement du ciment Portland avec une teneur d'environ 6 % de la masse de solides pour obtenir une résistance en compression uniaxiale (UCS) supérieure à 750 kPa au bout de 28 jours (Grice 1998).

La préparation du remblai hydraulique dépend de la résistance mécanique désirée, de la vitesse de drainage voulue et des moyens de transport utilisés. Généralement, le remblai hydraulique présente des résistances mécaniques modérées, voire faibles par rapport aux autres types de remblai. Il est ramené jusqu'aux chantiers miniers par gravité ou pompage dans un réseau de trous et de tuyaux avec un pourcentage solide entre 60 et 75 % (Benzaazoua et al. 2005). Les tuyaux utilisés pour transporter le remblai peuvent avoir des diamètres différents selon la vitesse d'écoulement du remblai désirée. L'eau de drainage en surplus (entre 25 et 40% de la masse d'eau totale) est récupérée et pompée en surface.

L'utilisation du remblai hydraulique est une technique simple qui présente des faibles coûts au niveau de la production du remblai et de l'entretien du réseau de distribution. L'emploi de cette technique exige cependant la mise en place d'un système de drainage et l'installation de barricades perméables pour retenir le remblai à l'intérieur du chantier minier. Il est indispensable de réaliser un design approprié pour la barricade lorsque le pourcentage solide du remblai est faible pour éviter toute rupture de cette dernière, dont les conséquences peuvent être importantes le cas échéant (Bridges 2003; Yumlu et Guresci 2007; Yumlu 2008).

1.2.2.2 Propriétés du remblai hydraulique

Rankine et Sivakugan (2005) ont mesuré, avec des essais de cisaillement direct, des valeurs variant entre 37° et 45° pour l'angle de frottement interne des remblais hydrauliques lorsque leur densité relative D_r se situait entre 50 et 80 %.

La figure 1.2 montre l'évolution de la résistance en compression uniaxiale UCS d'un remblai hydraulique cimenté en fonction du temps de cure pour 6 différents temps de malaxage (Kermani et al. 2011). Le remblai hydraulique cimenté est préparé avec des résidus miniers provenant d'une mine de Vale en Ontario. La quantité des résidus utilisée constituait 70 % de la masse totale tandis que la quantité du liant (mélange de scories et de ciment Portland) ne représentait que 5 % de cette masse.

On peut voir que la résistance UCS évolue avec le temps de cure et que le temps de malaxage n'influence pas énormément les résultats.

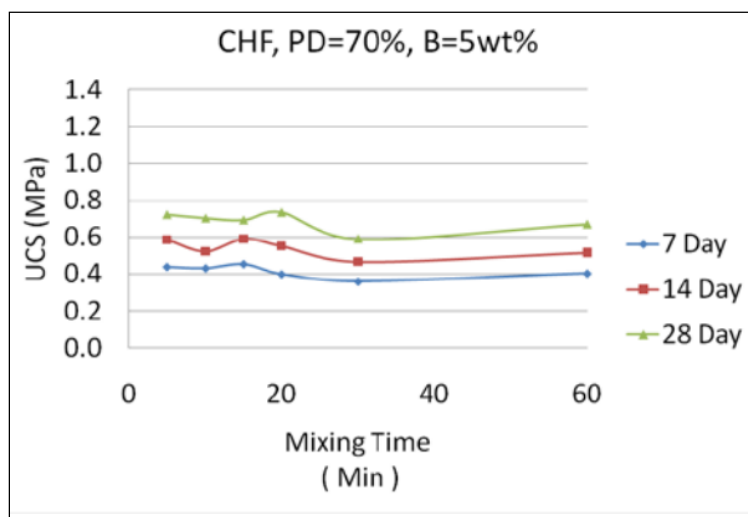


Figure 1.2: Évolution de UCS d'un remblai hydraulique cimenté en fonction du temps de malaxage pour différents temps de cure (tirée de Kermani et al. 2011).

1.2.3 Remblai en pâte cimenté

1.2.3.1 Généralités

Le remblai en pâte cimenté est un mélange de résidus miniers fins ramenés à un pourcentage solide compris entre 75 et 85 % en masse, d'un liant hydraulique utilisé dans des proportions variant entre 3 et 7 % en masse des solides et d'une eau de gâchage nécessaire pour obtenir l'affaissement désiré. Idéalement, l'affaissement du remblai en pâte doit être compris entre 15 cm et 25 cm (Landriault et al. 1997). Des additifs sont souvent rajoutés au mélange, notamment du laitier issu de la préparation de la fonte dans les hauts fourneaux, et d'autres réactifs pouzzolaniques tels que les cendres volantes ou la fumée de silice (Benzaazoua et al. 2002). La résistance mécanique du remblai en pâte dépend principalement des propriétés de ses composants telles que la granulométrie et la minéralogie des résidus, la nature et la qualité de l'eau de gâchage et le type et la proportion du liant utilisé.

Le remblai en pâte est une technique récente pratiquée pour la première fois en 1974 par Preussag à la mine Bad Grund en Allemagne (Lerche et Renetzeder 1984). Cette technique a vu le jour au Canada dans les années 1980 aux mines d'INCO à Sudbury. Aujourd'hui, le remblai en pâte cimenté est largement utilisé dans les mines modernes à travers le monde. En raison de sa récente apparition, il est le sujet de plusieurs études afin de mieux comprendre ses différents aspects. La figure 1.3 présente un schéma décrivant les champs de recherche entrepris sur les remblais en pâte.

L'utilisation du remblai en pâte cimenté présente de grands avantages environnementaux parce qu'il permet de réutiliser une grande partie (jusqu'à 50 à 60%) des rejets de concentrateur (potentiellement polluants) et de les retourner sous terre. Il peut aussi atteindre des résistances mécaniques très élevées comparativement au remblai hydraulique pour le même pourcentage du liant utilisé.

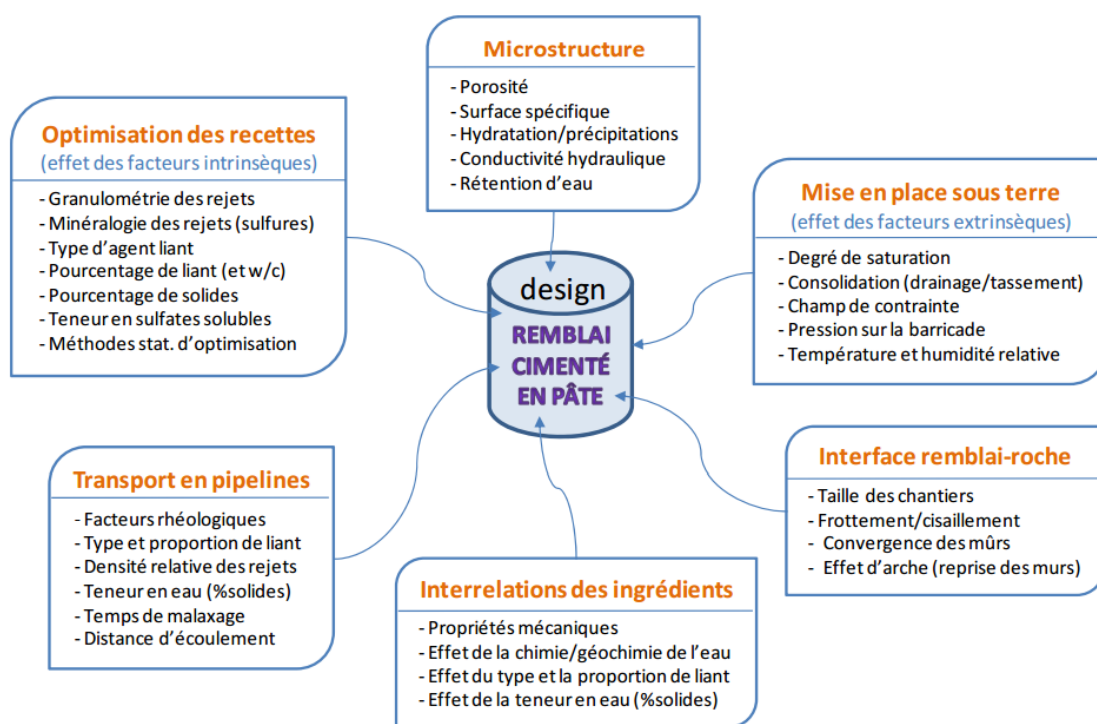


Figure 1.3: Les différents champs de recherche entrepris sur les remblais en pâte (d'après Belem 2009)

Par contre, l'utilisation du remblai en pâte exige d'importants coûts d'infrastructure en surface. En effet, pour ramener les résidus miniers à des pourcentages solides entre 75 et 85 %, des installations de filtrage sont nécessaires tels que des épaisseurs et des filtres à disques. Des silos à ciment, des réservoirs ainsi que des trémies sont également indispensables pour la préparation du remblai. La figure 1.4 illustre un schéma d'une usine à remblai en pâte (Sobhi et al. 2013) avec les différents composants utilisés pour la préparation de la recette finale du remblai. Le transport du remblai jusqu'aux chantiers sous terre se fait généralement par gravité, à l'aide de pompage ou en combinant les deux, à travers des trous de forage et un réseau de pipelines. Le nettoyage des pipelines est réalisé avec de l'eau et de l'air comprimé afin d'éviter le bouchage des tuyaux (Belem et Benzaazoua 2008). La mesure de l'affaissement du remblai (« slump test ») est essentielle pour vérifier le critère de transportabilité du remblai.

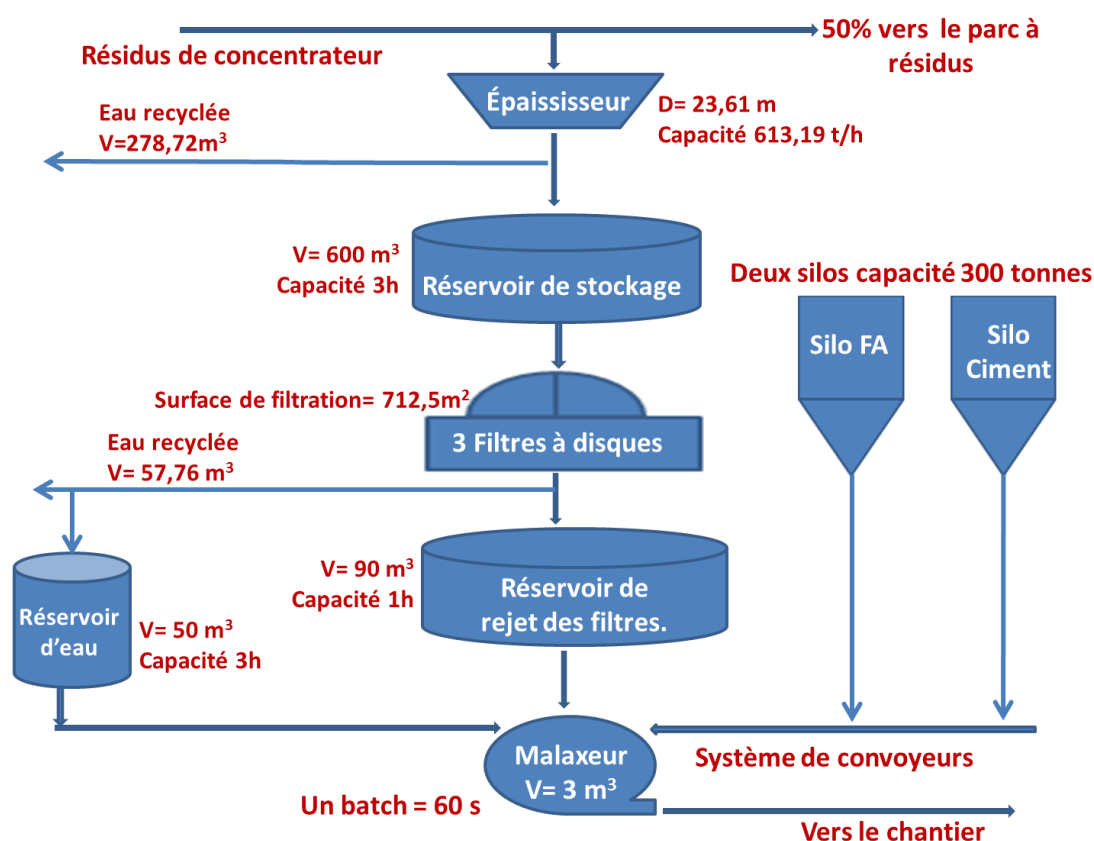


Figure 1.4: Schéma typique d'une usine à remblai en pâte (tirée de Sobhi et al. 2013)

1.2.3.2 Propriétés physiques du remblai en pâte cimenté

Le remblai en pâte cimenté est un matériau dont les propriétés varient au cours du temps. Il développe une cohésion après un certain temps de cure compte tenu de la présence d'eau et d'agents liants dans ses composants. Il est principalement formé de rejets de concentrateur présentant généralement des granulométries étalées. La figure 1.5, tirée de Bussière (2007), présente des courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance de plusieurs mines canadiennes avant leur dépôt dans un parc à résidus et qui ont été utilisés dans la préparation du remblai en pâte cimenté.

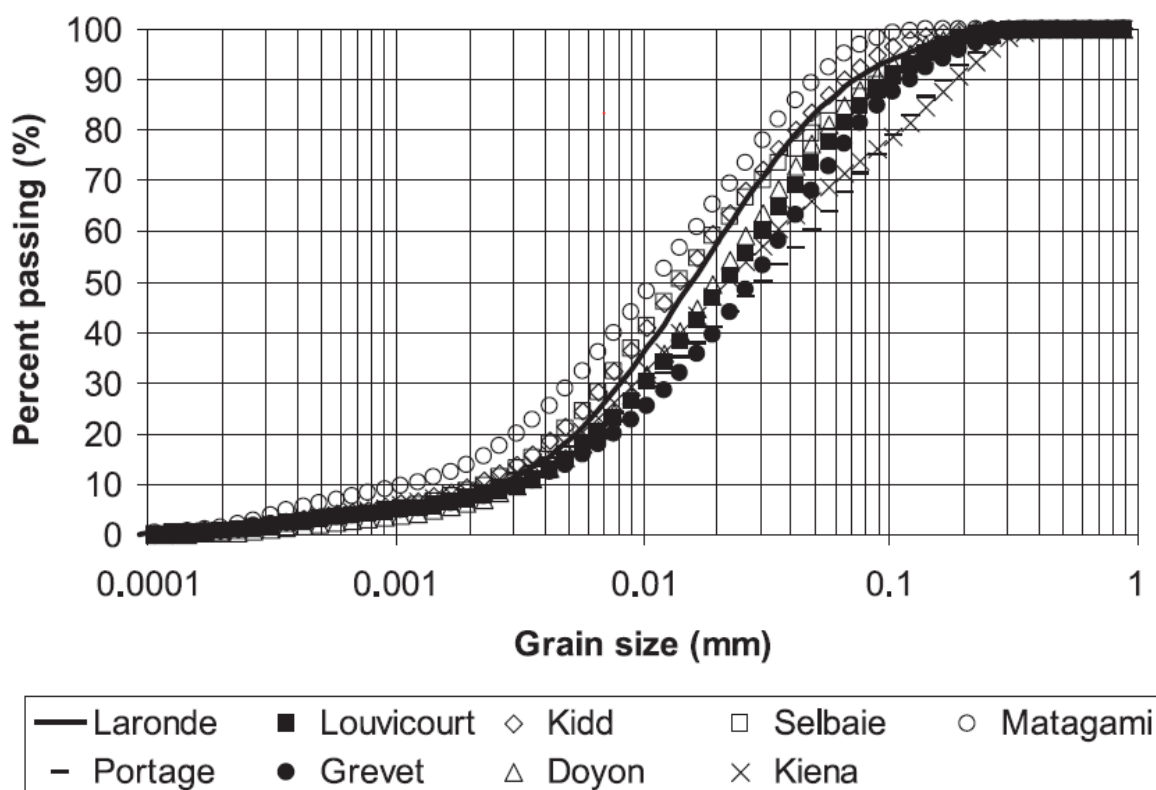


Figure 1.5: Courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance de diverses mines canadiennes (tirée de Bussière 2007)

À partir de la figure 1.5, on observe que les granulométries des résidus sont étalées. Leur coefficient d'uniformité C_U varie entre 8 et 18 (Bussière 2007).

Leur teneur en eau optimale w_{opt} déterminée par l'essai de compaction Proctor varie entre 10 et 20 % pour un poids volumique sec maximal γ_d situé entre 14.6 et 20.1 kN/m³. Quant à leur angle de frottement interne, il varie entre 30° et 42° avec une valeur typique de 36° (Bussière 2007).

1.2.3.3 Propriétés mécaniques du remblai en   te ciment  

La résistance mécanique du remblai en   te est en fonction des propriétés chimiques et physiques des composants du remblai. Pour les remblais en   te, Benzaazoua et al. (2002) ont montré que le type du liant affecte considérablement la résistance UCS. Le liant peut   tre efficace avec certains types de r s dus miniers mais inefficace avec d'autres types. Pour un m  me pourcentage de liant par exemple, le liant cendres volantes FA (Fly Ash) développe des résistances plus grandes que le liant ciment Portland (CP) en présence de r s dus peu ou moyennement sulfureux. Le liant CP reste toutefois le premier choix pour les r s dus tr  s sulfureux. La proportion du liant dans le mélange du remblai affecte aussi sa résistance. Cette dernière augmente avec la proportion du liant utilisée comme illustrée dans la figure 1.6.

La granulométrie, la composition chimique et la densité des r s dus miniers vont également jouer un r  le important dans l'acquisition de la résistance du remblai. En ce qui concerne la granulométrie et comme le montre la figure 1.6, la quantité des fines affectera la résistance UCS du remblai en influençant son taux de consolidation et de drainage (Fall et al. 2004). Une meilleure résistance a   t  observée lorsqu'on utilise des r s dus ayant une distribution granulométrique   tal e avec un petit pourcentage de particules fines (Benzaazoua et al. 2005).

En ce qui concerne la composition chimique des r s dus, la quantité des sulfures peut affecter la résistance du remblai. En effet, une grande teneur en sulfure entraînera, en présence d'eau et d'oxygène, une production importante de minéraux sulfatés précipités, qui par leurs quantités, développeront des pressions intergranulaires non négligeables qui causeront la dégradation de la résistance mécanique du remblai    long terme (Belem 2013). Finalement, la figure 1.6 montre que la densité relative des grains du remblai n'a pas d'effet significatif sur la résistance mécanique du remblai.

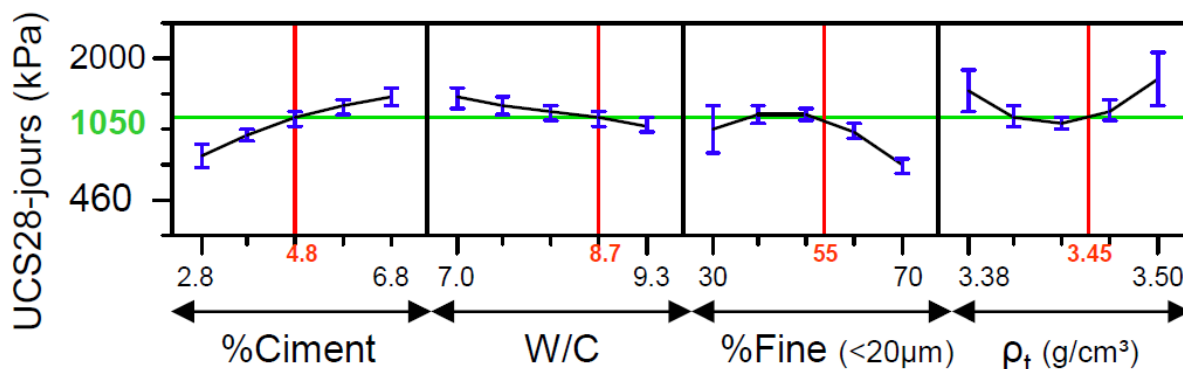


Figure 1.6: Exemple montrant l'effet de la proportion de liant (%Ciment), de la quantité d'eau (W/C ratio massique ciment/eau) et des caractéristiques physiques (finesse et densité) du résidu sur la résistance mécanique (UCS) du remblai en pâte (tirée de Fall et Benzaazoua 2003; ciment utilisé : T10/Slag en proportion 20/80)

L'eau de gâchage utilisée pour la préparation du remblai peut influencer aussi l'acquisition de la résistance du remblai. Généralement, il faut utiliser le moins d'eau possible parce que l'augmentation de la quantité d'eau entraîne une dégradation de la résistance du remblai (figure 1.6). L'eau interstitielle en provenance des résidus filtrés est souvent réutilisée dans la préparation du remblai en pâte, mais celle-ci est parfois très sulfatée en raison de présence de sulfures dans les résidus. La chimie de l'eau interfère avec celle du liant pouvant donc détériorer le processus d'hydratation du liant (Benzaazoua et al. 2002). Une eau sulfatée affectera négativement la résistance du remblai. En effet, les quantités de sulfates présentes dans l'eau contribueront à des attaques sulfatiques qui diminueront considérablement le pH de la pâte de ciment, causant ainsi la dissolution partielle, ou même complète, des hydrates précipités (Portlandite, C-S-H), et par la suite une chute de résistance du remblai (Belem 2013).

Les propriétés mécaniques, hydrauliques et géochimiques du remblai sont reliées entre elles. La porosité du remblai va influencer par exemple sa résistance mécanique (Li et Aubertin 2003; Aubertin et Li 2004; Li et al. 2005a), qui elle-même dépendra des contraintes générées dans le remblai. Cette porosité influencera aussi les propriétés hydrauliques du remblai qui affecteront à leur tour l'écoulement de l'eau et par conséquent la résistance du remblai.

1.2.3.4 Propriétés hydrauliques du remblai en pâte cimenté

Les propriétés hydrauliques du remblai en pâte cimenté sont importantes, voire déterminantes, pour le remblayage souterrain. Par exemple, l'oxydation des sulfures présents dans le remblai peut contaminer l'eau de la nappe phréatique et obliger la fermeture de la mine. Les propriétés auxquelles on s'intéresse sont principalement la conductivité hydraulique saturée du remblai k_{sat} (m/s), sa courbe de rétention d'eau (CRE) et dans une moindre mesure les coefficients de diffusion D_e (m^2s^{-1}) et le taux de réaction k_r (Belem 2013).

La conductivité hydraulique saturée k_{sat} peut être déterminée au laboratoire par des essais de perméabilité à charge constante ou variable. Des investigations ont montré que la conductivité hydraulique saturée décroît considérablement avec le temps de cure du remblai (Belem et al. 2001, Godbout et al. 2007, Yilmaz 2010). Par exemple, on observe à partir de la figure 1.7 que la conductivité hydraulique d'un remblai en pâte cimenté, avec 5 % de liant en masse, chute de 10^{-5} cm/s à 10^{-6} cm/s au bout de 7 jours (Belem et al. 2001). En effet, le liant rajouté va modifier la microstructure du remblai au fil du temps en formant des minéraux secondaires qui rempliront les vides intergranulaires et réduiront par conséquent la conductivité hydraulique (Belem et al. 2001).

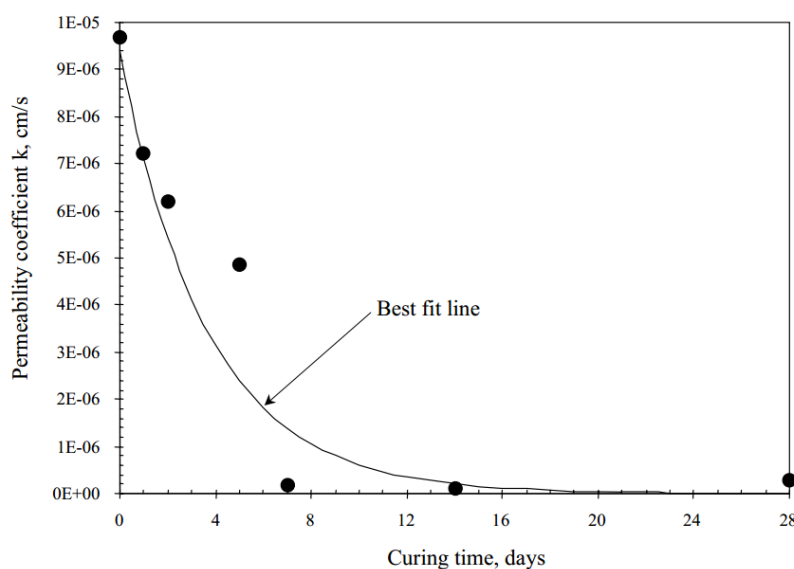


Figure 1.7: Evolution de la conductivité hydraulique saturée d'un remblai en pâte en fonction du temps de curage (tirée de Belem et al. 2001 ; ciment utilisé : CP/cendre volante en proportion 20/80).

Pour ce qui est de la conductivité hydraulique des résidus de concentrateur utilisés dans la conception du remblai en pâte, elle peut prendre des valeurs entre 10^{-4} et 10^{-6} cm/s lorsque les résidus sont fins ($< 75 \mu\text{m}$) et entre 10^{-2} et 10^{-4} cm/s quand ces derniers sont grossiers ($\geq 75 \mu\text{m}$) (Aubertin et al. 1996; Rankine et Sivakugan 2005; Bussière 2007).

En ce qui concerne la courbe de rétention d'eau, celle-ci va définir la capacité du remblai à se drainer. Il existe plusieurs méthodes au laboratoire pour déterminer cette courbe en utilisant une cellule de pression (Tempe Cell) par exemple ou une plaque drainante. Le défi est de pouvoir évaluer la courbe pendant les premières heures de cure. Godbout et al. (2004) a développé une cellule de pression modifiée qui permet de déterminer la CRE à l'intérieur d'une période de 24h après le début de cure. Les essais menés sur les remblais cimentés montrent que cette courbe évolue dans le temps (Belem et al. 2001, Godbout et al. 2004, Simms et Grabinsky 2009).

Concernant les autres propriétés hydrauliques tels que les coefficients de diffusion D_e et le taux de réaction k_r , utilisés pour décrire la migration de l'oxygène dans les milieux poreux par diffusion moléculaire, peu d'études ont été menées pour les déterminer (Ouellet et al. 2003, 2006; Gosselin et al. 2007). Des efforts de recherche sont donc toujours nécessaires pour développer des méthodes expérimentales appropriées afin de déterminer les propriétés hydrauliques du remblai.

1.2.3.5 Propriétés géochimiques du remblai en pâte cimenté

Les propriétés géochimiques du remblai en pâte cimenté vont dépendre principalement des propriétés de ses différents composants et leur interaction. Comme mentionné précédemment, la composition chimique des résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai ainsi que celle de l'eau du gâchage peuvent affecter considérablement sa résistance mécanique. Le choix du liant doit par conséquent prendre en compte ses aspects pour assurer la stabilité chimique du remblai cimenté. Le liant est souvent rajouté juste avant le malaxage (Belem 2013).

Le liant le plus utilisé dans l'industrie minière est du ciment Portland. Il existe plusieurs variétés de ce ciment en fonction de sa composition minéralogique. Les principales phases minérales qui composent le ciment Portland sont le silicate tricalcique (C_3S), le silicate bicalcique (C_2S) l'aluminate tricalcique (C_3A) et le ferroaluminate tétracalcique (C_4AF). En présence de l'eau, ces

phases minérales s'hydratent et durcissent en formant des hydrates comme la Portlandite ou les gels des silicates de carbone hydratés C-S-H. Le gain en résistance est dû en générale à la formation et le durcissement de ces hydrates et plus particulièrement aux gels C-S-H (Benzaazoua et al. 2004).

Les principaux paramètres que l'on mesure pour évaluer le processus d'hydratation sont le module hydraulique $HmBb$ et l'activité hydraulique H_a du liant. Ces paramètres vont permettre de décrire l'auto-cimentation du remblai et de calculer son indice de résistance SDI_r . Un autre paramètre à déterminer est l'indice d'hydraulicité ou indice de Vicat (I_H) qui sert à définir la capacité d'un liant à résister chimiquement aux milieux agressifs. Plus grand est l'indice de Vicat, meilleure sera la résistance chimique du liant par rapport aux sulfures. Le liant ou le ciment est dit basique si $I_H < 0.5$. Dans le cas contraire, il est désigné comme neutre (Belem 2013).

Les attaques sulfatiques sont à l'origine de sulfates présents dans l'eau de gâchage ou formés à partir de l'oxydation de sulfures présents dans les résidus miniers. Ces attaques vont causer la dissolution des hydrates formés lors du processus d'hydratation et former à leur tour des phases gonflantes comme l'Ettringite et le gypse qui vont engendrer des fissures dans le remblai et réduire sa résistance mécanique (Benzaazoua et al. 2002; Fall et Benzaazoua 2005). Ces fissures peuvent aussi être responsables de la génération d'eaux acides en facilitant l'intrusion de l'oxygène et de l'eau à travers le remblai. Toutefois, l'utilisation d'un remblai cimenté peut stabiliser les contaminants de l'eau.

1.3 Méthodes d'évaluation des propriétés du remblai minier

Pour déterminer les propriétés des remblais miniers, des essais en laboratoire ou en chantier sont effectués. Les différents essais réalisés sont détaillés dans cette section.

1.3.1 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire sont effectués sur des éprouvettes de remblai coulées dans des moules en plastique ou sur des échantillons de remblai prélevés par carottage du chantier. Les principaux essais réalisés en laboratoire sont des essais de compression uniaxiale ou triaxiale et des essais de

traction. Les essais peuvent être réalisés en condition statique ou sous chargement dynamique (Benzaazoua et al. 2005).

L'essai de compression uniaxiale consiste à appliquer une charge axiale sans pression de confinement sur une éprouvette de remblai jusqu'à sa rupture. Cet essai, comme son nom l'indique, va permettre de déterminer la résistance en compression uniaxiale UCS du remblai minier qui correspond à la charge maximale appliquée sur l'éprouvette. Par exemple, lorsque le remblai agit comme support de toit pour permettre une excavation sous-jacente, la valeur limite de UCS devrait être de l'ordre de 5 MPa, et elle devrait être de l'ordre de 1 MPa lorsqu'une face latérale du chantier remblayé sera exposée (Donavan 1999; Belem et Benzaazoua 2004). Les déformations enregistrées lors de l'essai vont permettre aussi la détermination du module de Young E du remblai. Par exemple, des travaux de laboratoire ont montré que le module de Young E d'un remblai cimenté en pâte variait entre 0.3 et 1.1 GPa selon le type de rejets utilisés, le type de liant et sa proportion (Belem et al. 2000).

Quant à l'essai de compression triaxiale, celui-ci consiste à exercer sur la paroi latérale du remblai une pression de confinement isotrope et ensuite l'application de la charge axiale. Cet essai peut être effectué sous plusieurs conditions, notamment l'essai CD (consolidé drainé), l'essai CU (consolidé non drainé) et l'essai UU (non consolidé non drainé). Cet essai permet de déterminer la cohésion du remblai c et son angle de frottement interne ϕ . Cet essai est généralement exécuté trois fois avec trois différents niveaux de pression de confinement.

À partir de l'essai de compression triaxiale, on peut également déterminer le module de Young du remblai E et son coefficient de Poisson μ en installant des capteurs de déformation. On peut aussi mesurer la conductivité hydraulique k du remblai en appliquant un gradient hydraulique.

Des essais de traction peuvent également être effectués sur le remblai minier pour déterminer sa résistance à la traction. Ce paramètre est nécessaire lors du design des faces exposées des chantiers remblayés (Rankine et al. 2001; Fall et al. 2005; Belem 2009).

1.3.2 Essais in-situ

Lorsque le remblai cimenté est mis en place dans le chantier, ses propriétés mécaniques et hydrauliques vont évoluer au fil du temps. Des études ont indiqué que les propriétés sur place des

remblais miniers peuvent différer de celles mesurées en laboratoire. Par exemple, il a été observé que pour une même recette de mélange, la résistance en compression simple du remblai en pâte cimenté des échantillons prélevés in situ était 2 à 6 fois plus grande que celle des échantillons préparés en laboratoire (Belem 2009). De plus, certains chantiers remblayés répondaient aux critères de stabilité sur terrain tandis que les résistances mesurées par des essais en laboratoire avançaient le contraire (Harvey 2004). On déduit donc que l'utilisation directe des valeurs d'UCS obtenues sur les éprouvettes de laboratoire peut conduire à une surconsommation du ciment, qui va résulter en l'augmentation des coûts d'opérations de remblayage et à la réduction de la rentabilité de la mine à long terme. Les essais in-situ s'avèrent utiles pour optimiser les recettes de mélange des remblais miniers (Belem 2009).

Les essais in-situ réalisés seront différents d'une mine à l'autre en raison des conditions du terrain et du type du remblai minier fabriqué, spécifiques pour chaque mine. Il existe plusieurs instruments de mesure en géotechnique, utilisés pour les essais in-situ sur le remblai. A l'aide d'un pressiomètre classique ou auto-foreur par exemple, on peut mesurer les pressions internes dans le remblai (Ouellet et Servant 2000; Ouellet et al. 2004; Le Roux et al. 2005). Grâce à un auto-foreur, des valeurs entre 240 et 510 MPa ont été mesurées pour le module de cisaillement G d'un remblai cimenté en pâte à 6 % de liant après 5 mois de temps de cure (Le Roux et al. 2005). Ces valeurs correspondent à un module de Young E compris entre 576 MPa et 1224 MPa (avec un coefficient de Poisson de 0,2). Les pressions ou contraintes internes peuvent aussi être mesurées à l'aide d'un pénétromètre statique ou dynamique (Knutsson 1981; Robertson et Campenella 1983). Des cellules de pression totale, des piézomètres ainsi que des tassomètres sont utilisés pour analyser l'évolution des pressions au sein du remblai ou entre le remblai et la paroi rocheuse. Le scissomètre est également utilisé afin de mesurer la résistance au cisaillement non drainée des remblais cimentés.

Les barricades utilisées pour retenir le remblai minier sont également sujettes à plusieurs essais in-situ. Elles sont parfois instrumentées avec des cellules de pression totale et des piézomètres pour mesurer la poussée exercée par le remblai et mieux comprendre son comportement lors du remplissage du chantier minier (Hassani et al. 2004; Harvey 2004; Thompson et al. 2011, 2012).

CHAPITRE 2 APPLICATION DU REMBLAI EN EXPLOITATION SOUTERRAINE

Pour extraire le minerai, différentes méthodes de minage en souterrain sont possibles, dépendamment entre autres de la nature et des caractéristiques du gisement, des techniques de forage et de sautage utilisées, des équipements disponibles et de l'organisation du travail. Selon la séquence d'excavation et de remblayage, on peut grossièrement diviser les méthodes de minage impliquant le remblai minier en méthodes "coupe et remblai" (cut and fill) et "remblai retardé" (delayed backfill).

Dans ce chapitre, on présentera quelques méthodes de minage utilisant le remblai minier, ainsi que certains modèles analytiques développés pour faire la conception du remblai. On présentera également les solutions analytiques pour l'évaluation des contraintes dans les chantiers miniers, ainsi que les analyses numériques réalisées dans ce sens. À la fin de ce chapitre, le coefficient de pression des terres K utilisé dans les solutions analytiques sera présenté en détail et on formulera la proposition de recherche.

2.1 Quelques méthodes de minage impliquant le remblai minier

2.1.1 Coupe et remblai

La méthode de coupe et remblai (cut-and-fill) repose sur l'abattage du minerai par tranches horizontales successives et l'extraction de ce dernier au fur et à mesure vers une cheminée aménagée dans le remblai. Le vide engendré par l'extraction du minerai est remblayé avant qu'une autre coupe soit excavée. Le remblai mis en place constitue un support pour éviter la rupture des épontes et sert également de plancher de travail pour le forage de la coupe suivante. Cette méthode de minage est considérée pour des cas de gisement fortement incliné ($>45^\circ$) et qui sont localisés dans des massifs rocheux de mauvaise qualité. Elle est généralement plus coûteuse par rapport aux autres méthodes de minage en souterrain, mais elle reste parfois la seule option

possible dans certains cas. La méthode coupe et remblai peut être aussi attrayante et justifiable parce qu'elle permet de réduire considérablement la dilution du minerai (Grice 1998; Li 2013). Il existe des variantes de cette méthode de minage suivant la direction d'extraction choisie. On identifie la méthode de coupe et remblai ascendant ou coupe et remblai par tranches montantes (overhand cut-and-fill), la méthode de coupe et remblai descendant ou coupe et remblai par tranches descendantes (underhand cut-and-fill) et la méthode Avoca (Hartman 1992).

2.1.1.1 Méthode coupe et remblai ascendant

La méthode de coupe et remblai ascendant (overhand cut and fill) consiste à abattre le minerai et le déblayer par tranches horizontales en montant. La façon d'abattre le minerai peut varier. On peut par exemple procéder à l'abattage frontal (breast stoping) ou au toit (back stoping) ou à l'abattage par pilier et remblai (post-pillar stoping). Des piliers-dalles sont parfois laissés dans les zones à risque pour soutenir le toit. La figure 2.1 illustre la méthode de minage coupe et remblai ascendant avec abattage au toit. Cette méthode est souvent applicable pour les gisements très étendus verticalement et présentant une forte inclinaison variant entre 50° et 90° par rapport à l'horizontale.

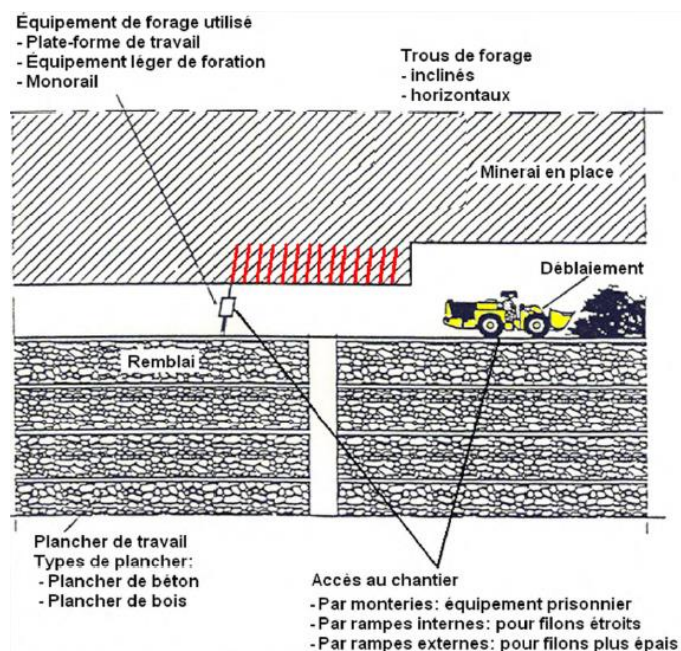


Figure 2.1: Méthode coupe et remblai ascendant avec abattage au toit (adaptée de Hartman 1992).

Dans cette méthode, le remblai minier est utilisé comme une plateforme de travail. Celui-ci doit acquérir une résistance mécanique suffisante pour supporter les équipements lourds de circulation. La capacité portante q_f que devrait atteindre le remblai doit dépasser 100 kPa (Belem 2013).

Quand la largeur du gisement dépasse les 6 m et présente une faible ou moyenne résistance, la méthode coupe et remblai ascendant peut se faire par galerie (drift and fill stoping). Cette méthode consiste à diviser le gisement en galeries parallèles d'environ 3.5 m de hauteur. Après l'exploitation d'une galerie, celle-ci est remblayée par du remblai cimenté pour fournir un support à l'exploitation de la galerie adjacente. On procède de la sorte jusqu'à l'exploitation complète de toutes les galeries d'un même niveau avant de passer à l'exploitation d'un niveau supérieur. La figure 2.2 illustre cette méthode.

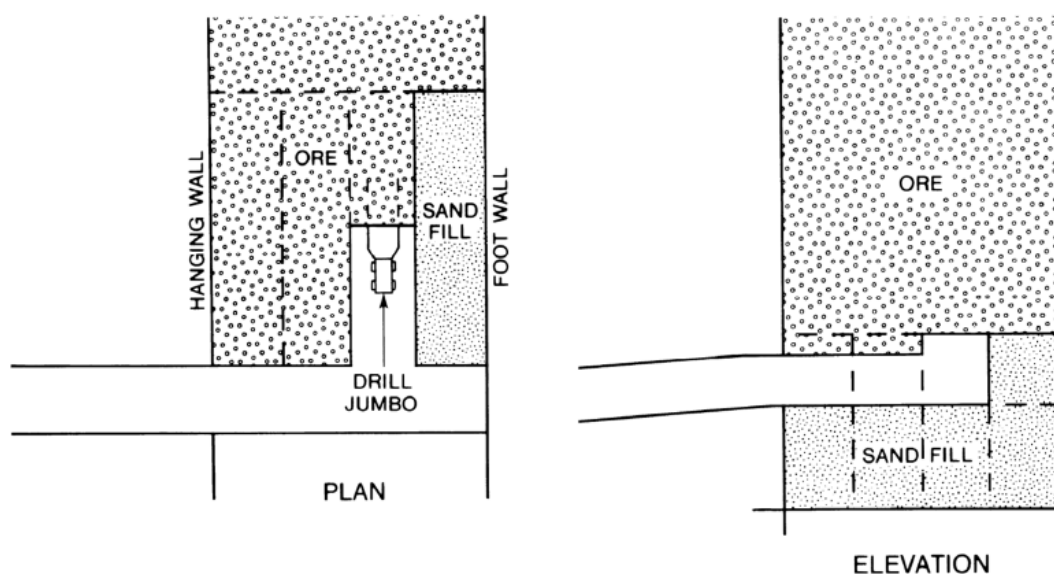


Figure 2.2: Méthode Coupe et remblai ascendant par galerie. Vue en plan à gauche, vue en coupe verticale à droite (tirée de Hartman 1992).

Dans la méthode coupe et remblai ascendant par galerie, le remblai usuel doit être autoportant pour permettre l'exploitation de la galerie adjacente. La préoccupation majeure pour le design du remblai cimenté est l'estimation de la résistance en compression uniaxiale minimale (UCS) qui doit être atteinte. Cette résistance dépendra directement du rôle que va jouer le remblai sous terre.

Par exemple, lorsque le remblai est destiné à supporter le toit, la valeur de UCS devrait être égale à 5 MPa environ, alors qu'elle devrait être égale à 1 MPa à peu près, lorsqu'une face du chantier remblayé est exposée (Donavan 1999; Belem et Benzaazoua 2004).

Des modèles analytiques ont été développés pour déterminer la résistance en compression uniaxiale minimale requise, comme celui de Mitchell et al. (1982), Li et Aubertin (2012, 2014) ou Li (2014). Ces modèles seront présentés dans la suite de ce chapitre.

2.1.1.2 Méthode coupe et remblai descendant

La méthode de coupe et remblai descendant (underhand cut-and-fill stoping) consiste à abattre le minerai par tranches horizontales à partir d'un niveau supérieur en descendant vers le bas. L'utilisation de cette méthode est favorable lorsque les murs rocheux et les gisements ne présentent pas une bonne résistance. La figure 2.3 présente un schéma simplifié de cette méthode de minage.

Cette façon de procéder nécessite l'utilisation de piliers-dalles ou semelles de support (sill mats) afin de maintenir la stabilité du terrain lors de l'extraction du minerai sous une ouverture déjà remblayée (figure 2.4). Des piliers-dalles en minerai peuvent être laissés, mais cela réduira le taux de récupération de la mine. L'utilisation des piliers-dalles en remblai cimenté est plutôt privilégiée.

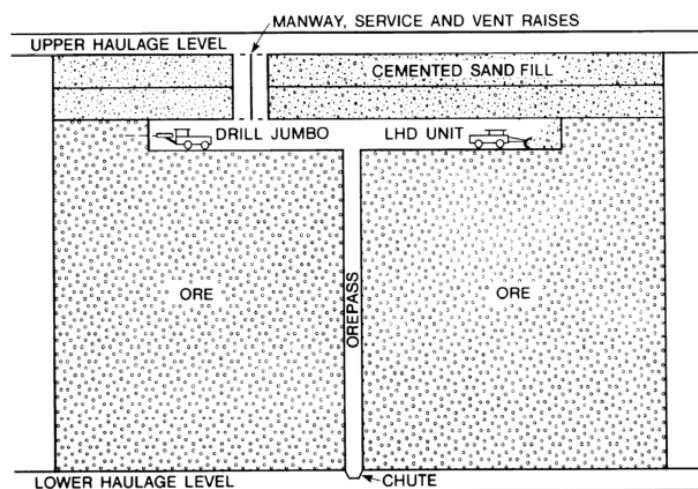


Figure 2.3: Méthode coupe et remblai descendant (tirée de Hartman 1992).

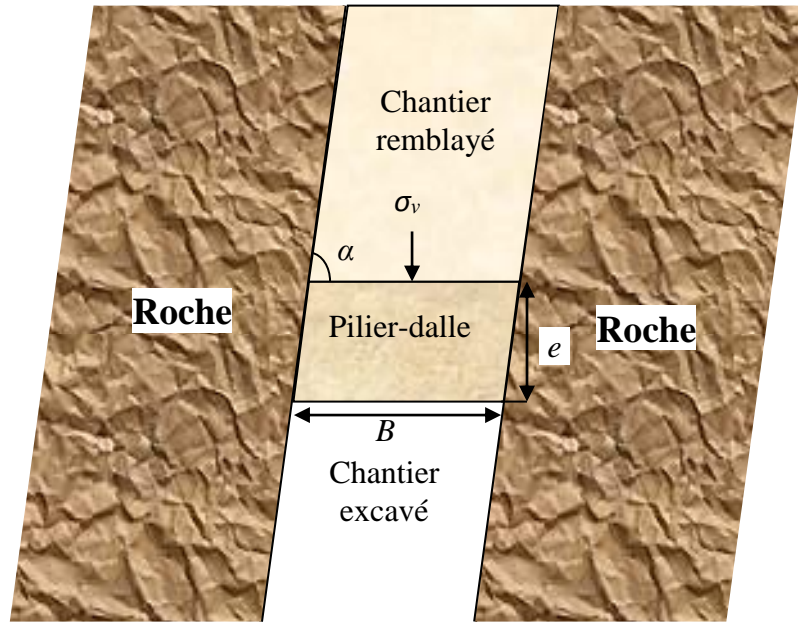


Figure 2.4: Schéma illustrant un chantier excavé sous un pilier-dalle supportant un chantier remblayé.

2.1.1.3 Méthode Avoca

La méthode avoca est utilisée dans le cas d'un gisement peu épais mais étendu horizontalement. Elle consiste à abattre le minerai situé entre deux coupes, par des tranches verticales successives tout en remblayant au fur et à mesure les chantiers excavés. Le remblayage se fait depuis la coupe supérieure, tandis que le soutirage du minerai abattu est réalisé à partir de la coupe inférieure. La figure 2.5 illustre cette méthode de minage. Elle présente une meilleure productivité que les autres variantes de la méthode coupe et remblai mais elle peut parfois engendrer une dilution importante si le remblai n'est pas stable.

Pour utiliser la méthode Avoca, le remblai minier doit être autoportant pour permettre l'exploitation du minerai adjacent aux tranches verticales excavées et remblayées. Dans ce cas, les modèles de Mitchell et al. (1982), Li et Aubertin (2012, 2014) et Li (2014) présentés dans la suite de ce chapitre peuvent être utilisés pour déterminer la résistance en compression uniaxiale UCS minimale requise pour le remblai afin de pouvoir utiliser cette méthode.

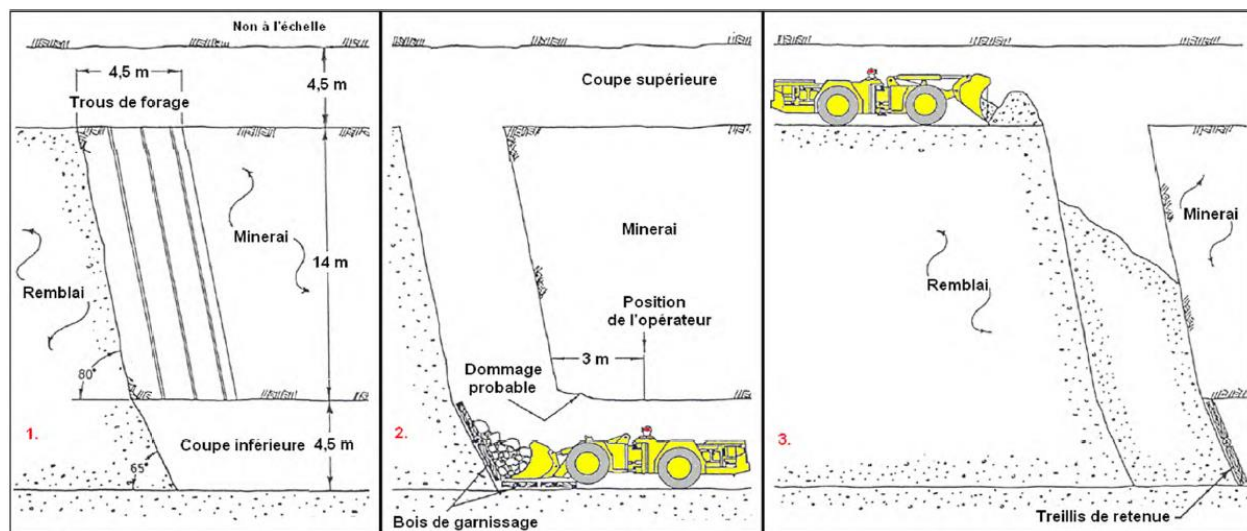


Figure 2.5: Méthode avoca: 1. Sautage d'une tranche verticale 2. Déblaiement du minerai 3. Remblayage (adaptée de Hartman (1992)).

2.1.2 Remblai retardé

Le remblayage retardé (delayed backfill) se pratique également avec certaines méthodes de minage sans soutènement (appelées aussi « chambres ouvertes ») telles que les méthodes « chambres et piliers » (rooms and pillars), « chambres magasins » (shrinkage stoping), « sous-niveaux abattus » (sublevel stoping) et « VCR » (vertical crater retreat). Dans ces méthodes, le remblayage des vides est réalisé après l'extraction complète d'un chantier minier. Cette pratique permet de récupérer des piliers de minerai laissés en place, ce qui produit un taux de récupération plus élevé du minerai. Le remblai maintient aussi la stabilité structurale de la roche encaissante et l'empêche de s'effondrer.

Les chantiers souterrains engendrés par l'extraction du minerai sont remblayés avec du remblai pour ajouter un support secondaire au terrain, dans le but d'assurer la stabilité structurale de l'ensemble de la mine pendant les opérations de minage (Landriault et al. 1997). Le gisement est généralement exploité par chambres primaires et secondaires. Les chambres primaires sont exploitées en premier, puis remblayées. Après un certain temps d'attente, le minerai se trouvant dans les piliers séparant les chambres primaires est récupéré, formant ainsi les chambres

secondaires. En procédant de la sorte, on permet une récupération presque totale des réserves minérales (Grice 1998).

Vu que les chantiers primaires doivent être remblayés avant l'excavation des chantiers secondaires adjacents, la résistance mécanique UCS du remblai doit être suffisante afin qu'il reste stable lors de l'extraction du minerai du chantier secondaire. Les modèles analytiques de Mitchell et al. (1982), Li et Aubertin (2012, 2014) et Li (2014), présentés dans ce qui suit, peuvent être utilisés pour déterminer la valeur de UCS requise.

2.2 Solution analytiques pour la conception d'un remblai cimenté

2.2.1 Remblai exposé latéralement

Lorsque le remblai est exposé latéralement, il doit être autoportant pour permettre l'exploitation de la galerie adjacente. Des modèles analytiques ont été développés pour déterminer la résistance en compression uniaxiale UCS minimale requise que le remblai devrait atteindre, comme celui de Mitchell et al. (1982), Li et Aubertin (2012) ou encore Li (2014). Dans ce qui suit, on présentera ces quelques modèles analytiques.

▪ Modèle confiné de Mitchell et al. (1982)

Le modèle de Mitchell et al. (1982) repose sur l'analyse de l'équilibre limite d'un bloc confiné de longueur L (m), largeur B (m) et hauteur H (m) remblayé avec un remblai de cohésion c (kPa), d'angle de frottement interne ϕ (°) et de poids volumique γ (kN/m³), glissant à un angle α (°) par rapport à l'horizontal (figure 2.6). c_z (kPa) représente la cohésion entre le remblai et les murs de roche adjacents.

Le facteur de sécurité est exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2cL}{H^* (\gamma L - 2c_z) \sin 2\alpha} \quad (2.1)$$

avec

$$H^* = H - \frac{B \tan \alpha}{2} \quad (2.2)$$

En supposant que $c = c_z$, $\phi = 0$, $H \gg B$ et FS = 1, Mitchell et al. (1982) a développé l'équation suivante pour déterminer la résistance mécanique UCS requise du remblai qui est couramment utilisée dans l'industrie minière :

$$UCS = 2c = \frac{\gamma}{\frac{1}{H} + \frac{1}{L}} \quad (2.3)$$

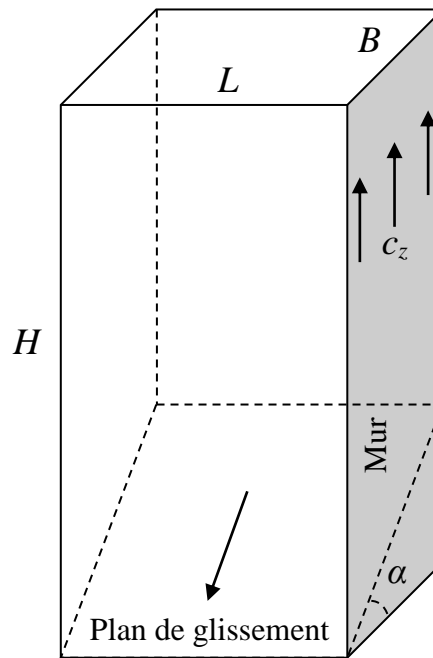


Figure 2.6: Bloc confiné de Mitchell et al. (1982)

La solution de Mitchell et al. (1982) a été développée en se basant sur les hypothèses suivantes (Li et Aubertin 2014) :

- Le plan de glissement fait un angle $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ avec l'horizontale, et il passe par la base du chantier (ce qui correspond au cas actif de Rankine).
- L'angle de frottement interne du remblai est égal à zéro (soit $\phi = 0^\circ$, donc $\alpha = 45^\circ$ et $UCS = 2c$).
- L'angle de frottement δ à l'interface entre le remblai et les murs rocheux latéraux est négligé ($\delta = 0^\circ$). Les contraintes de cisaillement agissent suivant la direction verticale.
- Les contraintes normales et de cisaillement entre le bloc confiné et le mur arrière (à l'opposé de la face exposée) sont négligées.
- Le chantier est haut et étroit ($H \geq B \tan \alpha$) et le plan de glissement croise le mur arrière du bloc confiné.
- Aucune surcharge n'est appliquée sur le remblai.

Lorsque deux faces du bloc confiné sont exposées (figure 2.7), le facteur de sécurité FS est exprimé de la sorte (Belem et Benzaazoua 2004, 2008):

$$FS = \frac{UCS}{\gamma H} \quad (2.4)$$

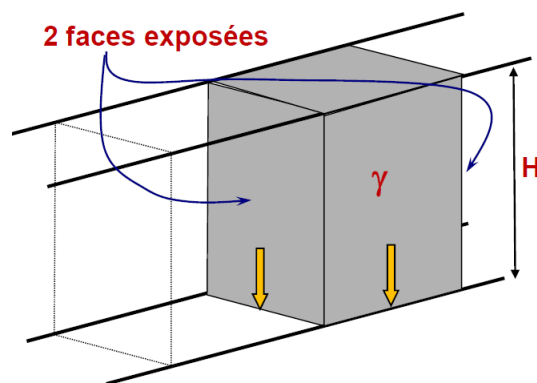


Figure 2.7: Bloc remblayé avec deux faces exposées (tirée de Belem et Benzaazoua. (2004))

▪ **Modèle de Mitchell modifié (MM) par Li et Aubertin (2012)**

Li et Aubertin (2012) ont modifié le modèle de Mitchell et al. (1982) pour prendre en compte l'angle de frottement interne ϕ du remblai qui a été négligé par le modèle original de Mitchell. La cohésion c_z entre le remblai et les murs adjacents qui a été supposée être égale à la cohésion c du remblai par le modèle original de Mitchell et al. (1982) est considérée comme une fraction de cette valeur. De plus, le modèle modifié de Li et Aubertin (2012) considère qu'une charge p_0 est appliquée en surface du remblai cimenté. Ce modèle modifié peut être appliqué pour des chantiers à haut ratio (High Aspect Ratio ou HAR) et à bas ratio (Low Aspect Ratio ou LAR).

Pour les chantiers HAR ($H/B \geq \tan\alpha$), le FS, la cohésion c et la résistance UCS requises sont exprimés comme suit :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H^*(\gamma - 2c_z/L)]\sin 2\alpha} \quad (2.5)$$

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H^*)/2}{[(FS - \tan\phi/\tan\alpha)\sin 2\alpha]^{-1} + r_z H^*/L} \quad (2.6)$$

$$UCS = 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (2.7)$$

$$H^* = H - \frac{B \tan\alpha}{2} \quad (2.8)$$

où r_z est le ratio entre les cohésion c_z et c qui varie entre 0 et 1 ($r_z = c_z/c$).

Pour les chantiers LAR ($H/B \leq \tan\alpha$), l'équation pour déterminer UCS requise est la même, mais les équations du FS et de la cohésion requise c sont différentes :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H(\gamma/2 - c_z/L)] \sin 2\alpha} \quad (2.9)$$

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H)/2}{2[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha]^{-1} + r_z H / L} \quad (2.10)$$

La solution MM modifiée de Li et Aubertin (2012) a été obtenue en utilisant la même approche que celle de Mitchell (1982) et la plupart des hypothèses citées précédemment ont été reprises. Par exemple, comme dans la solution de Mitchell et al. (1982), les contraintes normales sur les trois murs en contact avec la roche ont été négligées, de sorte que les forces de cisaillement dues au frottement le long de ces interfaces ne sont pas prises en compte. Ces hypothèses simplificatrices peuvent conduire à des conceptions de remblai très conservatrices.

▪ **Modèle de Mitchell généralisé (GM) de Li (2014)**

Le mur arrière (opposant à la face exposée) peut être constitué d'un matériau (minéral) différent de celui (roches) des murs latéraux (voir figure 2.6). Par conséquent, les murs latéraux peuvent avoir des propriétés géotechniques différentes de celles du mur arrière. Le modèle de Mitchell généralisé (GM) proposé par Li (2014) prend en compte cet aspect et distingue les murs de roche des murs de minéral. Les murs latéraux de roche vont présenter une cohésion $c_z = r_z c$ (r_z variant entre 0 et 1) et un angle de frottement δ à l'interface du remblai, tandis que le mur arrière de minéral présente une cohésion $c_a = r_a c$ (r_a variant entre 0 et 1). La contrainte normale a été négligée sur le mur arrière de minéral. Pour un chantier HAR, le FS et la cohésion requise du remblai c sont exprimés comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha} \left(\frac{p'}{c} - r_a \frac{H'}{B} - 2r_z \frac{H^*}{L} \right)^{-1} \quad (2.11)$$

$$c = p' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_a \frac{H'}{B} + 2r_z \frac{H^*}{L} \right]^{-1} \quad (2.12)$$

où,

$$p' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{B \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H' \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2.13)$$

$$H' = H - B \tan \alpha \quad (2.14)$$

La définition des différents paramètres est donnée précédemment et $K = (\sigma_h / \sigma_v)$ est le coefficient de pression des terres présenté en détail dans la suite de ce chapitre.

Pour un chantier LAR, le facteur de sécurité FS et la cohésion c requise du remblai sont exprimés comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha} \left(\frac{p''}{c} - r_z \frac{H}{L} \right)^{-1} \quad (2.15)$$

$$c = p'' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_z \frac{H}{L} \right]^{-1} \quad (2.16)$$

$$p'' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{H} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2.17)$$

Cette solution a été développée avec les hypothèses suivantes (Li 2014):

- Le plan de glissement fait un angle $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ avec l'horizontale.
- La résistance au cisaillement entre le remblai et les murs de roche latéraux est fonction de la cohésion c_z et de l'angle de frottement à l'interface δ .
- La résistance au cisaillement entre le remblai et le mur arrière est due à la cohésion c_a seulement. L'angle de frottement à l'interface entre le remblai et le mur arrière est négligé.
- Une surcharge p_0 peut être appliquée sur la surface du remblai.

La figure 2.8 tirée de Li (2014) montre des valeurs typiques de la variation de la cohésion requise et du FS du remblai en fonction de la largeur du chantier L (m) obtenues par les 3 modèles cités précédemment. Quand le chantier est plus long, les 3 modèles exigent des cohésions plus grandes pour le remblai et prédisent des facteurs de sécurité FS plus faible. Avec une géométrie et propriétés du remblai données, la valeur de la cohésion requise obtenue avec le modèle original de Mitchell et al. (1982) est la plus élevée et le modèle modifié MM de Li et Aubertin (2012) prédit le facteur de sécurité le plus faible (pour les conditions analysées).

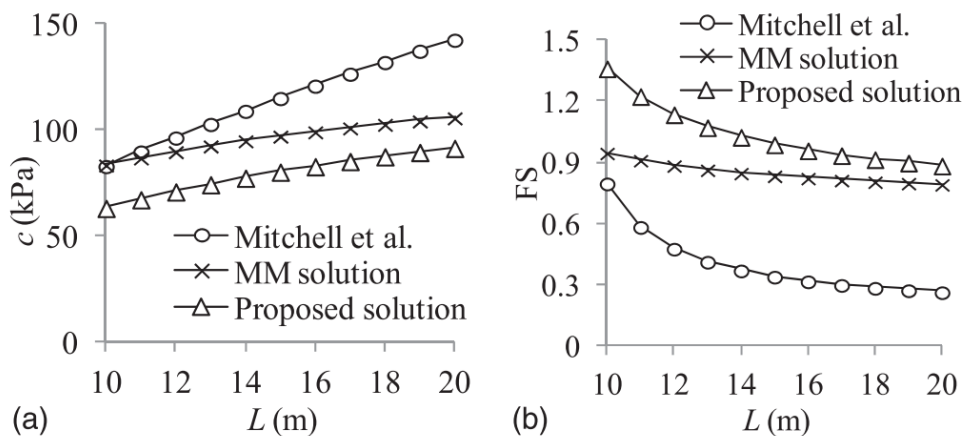


Figure 2.8: Variation (a) de la cohésion requise c (avec $FS = 1$) et (b) du facteur de sécurité FS (avec $c = 80$ kPa) avec l'augmentation de la longueur du chantier L . Les autres paramètres sont : $B = 30$ m, $H = 50$ m, $\gamma = 20$ kN/m³, $\phi = 30^\circ$, $\delta = 15^\circ$, $r_a = 0.2$ $r_z = 0.5$ et $p_0 = 0$ (tirée de Li 2014).

▪ **Modèle de Li et Aubertin (2014)**

Li et Aubertin (2014) ont aussi modifié le modèle original de Mitchell et al. (1982) en se basant sur des observations expérimentales et numériques montrant que le bloc confiné peut être divisé en deux zones lors de son glissement. La zone au-dessus du triangle de base (zone supérieure) qui se déplace principalement vers le bas (dans la direction verticale) et la zone triangulaire (zone inférieure) qui se déplace vers l'ouverture dans une direction quasi-parallèle au plan du glissement. La résistance au cisaillement de la zone inférieure le long des interfaces entre les parois latérales et le remblai agit ici dans une direction parallèle au plan du glissement. Ce mécanisme de glissement ne correspond pas à l'hypothèse de Mitchell et al. (1982) qui ont postulé que la résistance au cisaillement agit dans la direction verticale le long des parois latérales. Avec le modèle modifié proposé par Li et Aubertin (2014), le facteur FS du remblai est exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \left(\frac{1}{\cos \alpha} + r_z \frac{H'}{L} \right) + \frac{(\gamma / M - p_1) [(1 - \exp(-MH')) / (MH' - 1)] + \gamma H' / 2}{1 + L / B}}{(p_1 + \gamma H' / 2) \sin \alpha} \quad (2.18)$$

avec

$$H' = B \tan \alpha \quad (2.19)$$

$$M = 2K(B^{-1} + L^{-1}) \tan \delta \quad (2.20)$$

$$p_1 = p_0 - G' + (H - H') \left[\gamma - c \left(\frac{2r_a}{L} + \frac{r_z}{B} \right) \right] \quad (2.21)$$

$$G' = \frac{1}{1 + L/B} \left[\gamma(H - H') + \left(p_0 - \frac{\gamma}{M} \right) \{1 - \exp(-(H - H')M)\} \right] \quad (2.22)$$

Les autres paramètres sont cités précédemment. La cohésion requise c peut être déduite de l'équation (2.18). Le modèle de Li et Aubertin (2014) a été développé en considérant les hypothèses suivantes :

- Le chantier est haut et étroit ($H \geq B \tan \alpha$)
- Le plan de glissement fait un angle $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ avec l'horizontale.
- Le bloc confiné consiste en deux zones : la zone rectangulaire supérieure et la zone triangulaire inférieure
- La résistance au cisaillement entre le remblai et le mur arrière en minerai est due à la cohésion c_a seulement et elle agit selon la direction verticale. Le frottement à l'interface entre le remblai et le mur arrière est négligé.
- La résistance au cisaillement entre le remblai et les murs de roche latéraux est fonction de la cohésion c_z et de l'angle de frottement à l'interface δ . Elle agit suivant la direction verticale dans la zone supérieure et suivant une direction parallèle au plan de glissement dans la zone inférieure.
- Une surcharge p_0 peut être appliquée sur la surface du remblai.

La figure 2.9 présente des résultats typiques pour le facteur de sécurité FS et la cohésion requise c obtenus avec le modèle de Li et Aubertin (2014) en fonction de la hauteur du chantier H pour différents coefficients d'adhérence r_b ($r_b = r_z = r_a$). On peut remarquer à partir de cette figure que la stabilité du remblai diminue avec une augmentation de la hauteur du chantier H et que la cohésion requise augmente lorsque le chantier est plus haut, particulièrement lorsque le coefficient d'adhérence est faible ($r_b < 0.5$)

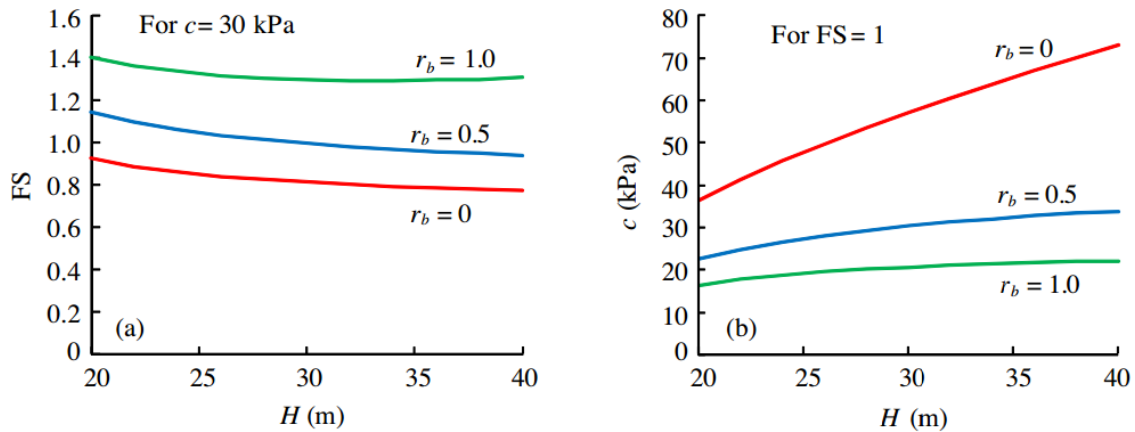


Figure 2.9: Variation (a) du facteur de sécurité FS (avec $c = 30$ kPa) et (b) de la cohésion requise c (avec $FS = 1$) en fonction de la hauteur du chantier H , pour différentes valeurs de coefficient d'adhérence r_b . Les autres paramètres sont : $B = 10$ m, $L = 8$ m, $\gamma = 18$ kN/m³, $\phi = \delta = 30^\circ$ et $p_0 = 0$ (tirée de Li et Aubertin 2014).

2.2.2 Remblai exposé à la base

Lorsque le remblai est exposé à sa base, des piliers-dalles en remblai cimentés sont parfois nécessaires pour supporter le remblai au-dessus. La solution de Mitchell (1991) est la seule proposée pour le design de ces piliers-dalles. Cette solution considère plusieurs modes de rupture possibles pour le pilier et permet de déterminer la résistance requise pour éviter chaque mode de rupture. Il peut y avoir rupture de pilier par flexion, rotation, glissement ou effondrement. Les équations correspondant aux modes de rupture en glissement, en flexion et en rotation impliquent la contrainte verticale σ_v (kPa) appliquée sur le pilier-dalle par le remblai sus-jacent comme montré dans la figure 2.10. La contrainte verticale σ_v est exprimée par Mitchell (1991) de la manière suivante :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \quad (2.23)$$

où B est la largeur du chantier, γ , ϕ et K sont respectivement le poids volumique, l'angle de frottement interne et le coefficient de pression des terres du remblai non cimenté. Cette équation provient directement de Terzaghi (1943) pour le cas d'un remblai de hauteur infinie. L'inclinaison des parois α ($^\circ$) n'a pas été prise en compte.

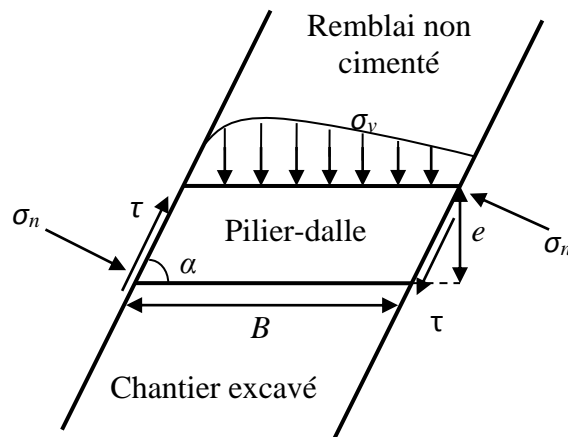


Figure 2.10: Géométrie et contraintes appliquées sur un pilier-dalle (adaptée de Mitchell 1991)

La figure 2.11 montre les différents modes de rupture possibles considérés par la solution de Mitchell (1991) pour un pilier-dalle. Selon Mitchell (1991), il peut y avoir une rupture par flexion du pilier-dalle lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$\left(\frac{B}{e}\right)^2 > 2 \frac{\sigma_t + \sigma_c}{\sigma_v + e\gamma} \quad (2.24)$$

où σ_t (kPa) est la résistance à la traction du pilier-dalle qui peut être mesurée par des essais de compression diamétrale (Brésilien) ou estimée avec le critère de Mohr-Coulomb ; σ_c (kPa) est la contrainte de confinement latéral des épontes ; e (m) est l'épaisseur du pilier-dalle. Les autres paramètres sont définis dans l'équation (2.18).

Lorsque la condition suivante est vérifiée, la solution de Mitchell (1991) prévoit une rupture du pilier-dalle par rotation.

$$(\sigma_v + e\gamma) > \frac{e^2 \sigma_t}{2B(B - e \cot \alpha) \sin^2 \alpha} \quad (2.25)$$

Dans l'équation (2.25), le facteur 2 dans la partie du dénominateur n'est pas vraiment requis. Caceres (2005) a proposé une expression corrigée (et vérifiée par Oulbacha 2014), en prenant en compte la résistance au cisaillement sur l'éponte supérieure.

Pour qu'il y ait rupture par glissement, la condition définie par l'expression suivante doit être vérifiée (Mitchell 1991):

$$(\sigma_v + e\gamma) > 2 \left(\frac{\tau}{\sin^2 \alpha} \right) \left(\frac{e}{B} \right) \quad (2.26)$$

où τ (kPa) est la résistance au cisaillement à l'interface pilier-roche.

Finalement, il y a rupture du pilier par effondrement lorsque l'inégalité suivante est vérifiée (Mitchell 1991):

$$B\gamma > 8\sigma_t / \pi \quad (2.27)$$

La solution de Mitchell (1991) est entachée de plusieurs limitations. Par exemple, elle considère que le remblai au-dessus du pilier-dalle a une hauteur infinie, ce qui n'est pas le cas en pratique. La contrainte de confinement latérale σ_c est inconnue (pas prise en compte) et la résistance au cisaillement le long des épontes τ est indéterminée. La profondeur du chantier par rapport à la

surface est également négligée (i.e. pas d'effet de la convergence des épontes), ainsi que l'excavation de chantiers voisins.

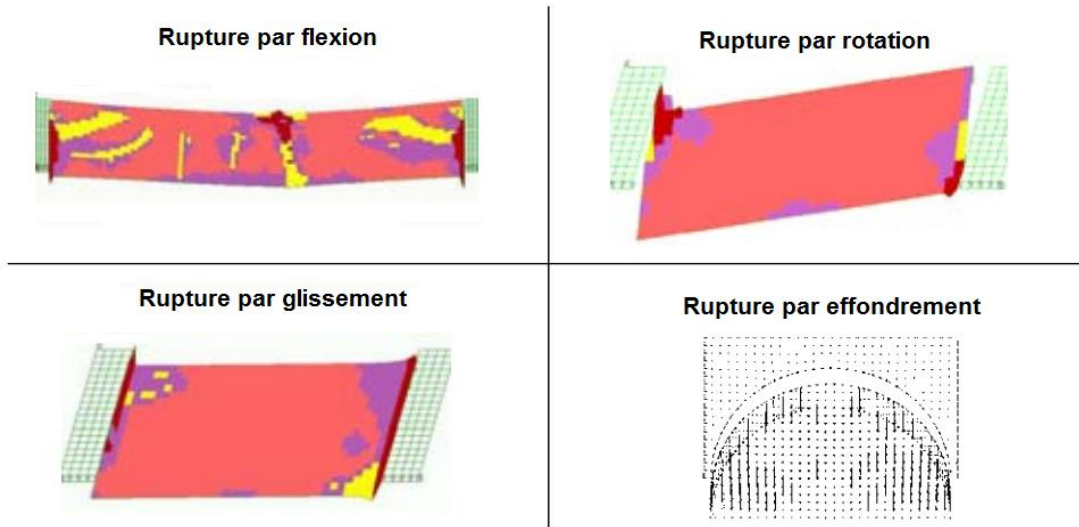


Figure 2.11: Modes de rupture possibles pour un pilier-dalle (adaptée de Pakalnis et al. (2005))

2.3 Analyse des contraintes dans les chantiers remblayés

Il est important d'évaluer les contraintes dans le remblai minier afin de pouvoir faire la conception des piliers-dalles (solution de Mitchell (1991)) ou des barricades. Il existe plusieurs solutions analytiques développées dans la littérature pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé. On peut également avoir recours aux modélisations numériques pour évaluer les contraintes dans un chantier minier. Dans ce qui suit, on présentera quelques solutions analytiques pour l'estimation des contraintes dans un chantier, suivi de quelques analyses numériques entreprises dans ce sens.

2.3.1 Solutions analytiques

En mécanique des sols, la contrainte verticale σ_v (kPa) à une profondeur h (m), est souvent calculée en utilisant la formule considérant le poids des terres comme suit :

$$\sigma_v = \gamma h \quad (2.28)$$

avec γ (kN/m³) le poids volumique du sol.

Dans le cas d'un remblai confiné dans une structure, que ce soit un silo, une tranchée, un mur de soutènement ou un chantier minier, les contraintes verticales et horizontales mesurées en laboratoire et in-situ dans une ouverture remblayée sont souvent plus faibles en comparaison avec la solution de poids des terres (Spangler et Handy 1984; Wang 2000; Paik et Salgado 2003; Harvey 2004; Grabinski 2010; Thompson et al. 2012). Le remblai minier est un matériau très déformable comparativement au massif rocheux. Lorsqu'il est mis en place dans le chantier, celui-ci a tendance à se tasser sous l'effet de son propre poids et génère des contraintes de cisaillement aux interfaces avec les murs rocheux. Ces contraintes de cisaillement vont transférer une partie de son poids aux murs rocheux adjacents réduisant ainsi les contraintes dans le remblai. Ce phénomène est connu sous le nom de l'effet d'arche (arching effect). Les premiers à avoir observé ce phénomène sont des ingénieurs militaires français au début des années 1800 (Feld 1948). Ces derniers ont remarqué que la base de silos modélisés au laboratoire supportait seulement une fraction du poids du sol contenu dans ces derniers, alors que les murs supportaient plus que ce qu'ils ont estimé au départ. Janssen (1895), s'est basé sur leurs observations et résultats pour développer la théorie d'effet d'arche qui a contribué à la compréhension de ce phénomène dans les silos. Plusieurs chercheurs se sont basés par la suite sur la théorie de Janssen pour développer à leur tour des équations afin d'estimer la distribution des contraintes entre les murs de soutènement dans les tranchées ou les chantiers miniers.

Marston (1930) s'est basé sur la théorie de Janssen et a développé une solution analytique pour calculer la charge verticale W_c (kPa) du remblai agissant sur la partie supérieure d'une conduite placée en tranchée remblayée à une profondeur H (m) de la surface. Cette charge peut être exprimée comme suit (McCarthy 1988):

$$W_c = \frac{\gamma B}{2K\mu'} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K\mu'}{B} H\right) \right] \quad (2.29)$$

où B est la largeur de la tranchée, γ est le poids volumique du remblai, $\mu' = \tan\delta$ avec δ l'angle de frottement le long de l'interface entre les murs et le remblai et K le coefficient de pression des terres défini comme le ratio entre la contrainte horizontale σ_h (kPa) et la contrainte verticale σ_v .

Cette solution a été adaptée pour le cas des chantiers remblayés verticaux par Aubertin et ses collaborateurs (Aubertin 1999; Aubertin et al. 2003) afin d'estimer les contraintes verticale σ_v et horizontale σ_h dans le remblai. Ces dernières sont exprimées comme suit pour un point situé à une profondeur h de la surface (Aubertin et al. 2003) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{B} h\right) \right] \quad (2.30)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{B} h\right) \right] \quad (2.31)$$

Aubertin et al. (2003) ont considéré que $\delta = \phi$, où ϕ est l'angle de frottement interne du remblai. Cette hypothèse implique que la force le long de l'interface entre le mur et le remblai est contrôlée par le remblai, et que le glissement se produit dans le remblai lui-même plutôt que directement le long des parois rugueuses. La figure 2.12 montre un chantier minier prêt à être remblayer. On peut observer que les murs du chantier minier sont très irréguliers et rugueux. Lorsque le remblai sera versé dans le chantier minier, celui-ci remplira tous les vides formant une interface rugueuse avec les murs rocheux. Par conséquent, s'il y a cisaillement à l'interface entre le remblai et le mur rocheux, ce cisaillement aura probablement lieu à l'intérieur du remblai, justifiant ainsi $\delta = \phi$. Cette hypothèse a été partiellement avancée par Singh et al. (2010) également.



Figure 2.12: Photo d'un chantier minier avant son remblayage montrant l'état rugueux des murs rocheux dans une mine en Abitibi (photo prise par Li en 2013).

Pour les remblais avec cohésion, une équation proposée par Terzaghi (1943) pour estimer les contraintes au-dessus d'un tunnel excavé dans un sol est souvent utilisée. La formule de la contrainte verticale est exprimée de la sorte :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2c}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \phi}{B} h \right) \right] \quad (2.32)$$

où c est la cohésion du remblai. Les autres paramètres sont les mêmes que dans les équations (2.29), (2.30) et (2.31).

Pour déterminer la contrainte horizontale dans le remblai avec cohésion, l'équation de Bell (1915) peut être utilisée :

$$\sigma_h = \sigma_v K - 2c\sqrt{K} \quad (2.33)$$

où K est le coefficient de pression des terres défini comme le rapport entre la contrainte horizontale et verticale.

Caceres (2005) a élargi l'équation de Marston (1930) pour les chantiers miniers inclinés. Il a proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale σ_v le long de la ligne centrale d'un chantier minier incliné d'un angle α ($^\circ$) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B \sin^2 \alpha}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \phi}{B \sin^2 \alpha} h \right) \right] \quad (2.34)$$

où K est le coefficient de pression des terres. On remarque aussi que Caceres (2005) a suivi l'approche d'Aubertin et al. (2003) en considérant $\delta = \phi$. Pour les chantiers remblayés inclinés, l'équation empirique (2.35) a été proposée par Caceres (2005) pour évaluer le coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ le long de la ligne centrale du chantier :

$$K_{Caceres} = 1.4 \sin^2 \phi - 2 \sin \phi + 1 \quad (2.35)$$

Ting et al. (2011) ont aussi développé une équation pour les chantiers miniers inclinés exprimée de la manière suivante :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2K' \tan \delta} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K' \tan \delta}{B} h \right) \right] \quad (2.36)$$

où K' est un coefficient exprimé en fonction de l'angle d'inclinaison du chantier α , de l'angle de frottement à l'interface entre le remblai et la roche δ et du coefficient de pression des terres K comme suit :

$$K' = \frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\alpha + K \tan \delta \sin 2\alpha \quad (2.37)$$

Le coefficient K' est le ratio entre la contrainte normale agissant sur la ligne centrale du chantier minier incliné et la contrainte verticale. Pour des chantiers verticaux ($\alpha = 90^\circ$), K' se réduit au coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$.

L'approche de Marston a été également élargie pour des géométries en trois dimensions (Van Horn 1964; Li et al. 2005b; Pirapakaran et Sivakugan 2007a). Par exemple, Li et al. (2005b) ont considéré la longueur L du chantier minier pour déterminer les contraintes dans le remblai comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma(B^{-1} + L^{-1})^{-1} - 2c(1 + 2 \tan \alpha \tan \delta)}{2K \tan \delta} \left[1 - \exp(-2Kh(B^{-1} + L^{-1}) \tan \delta) \right] \quad (2.38)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma(B^{-1} + L^{-1})^{-1} - 2c(1 + 2 \tan \alpha \tan \delta)}{2 \tan \delta} \left[1 - \exp(-2Kh(B^{-1} + L^{-1}) \tan \delta) \right] \quad (2.39)$$

où B est la largeur de l'ouverture, c la cohésion du remblai, γ le poids volumique du remblai, δ l'angle de frottement à l'interface avec les parois rocheuses, K le coefficient de pression des terres et α un angle qui dépend de l'état du remblai ($\alpha = 0^\circ$ quand le remblai est au repos, $\alpha = (\phi/2) - 45^\circ$ quand le remblai est dans un état actif et $\alpha = 45^\circ + (\phi/2)$ quand le remblai est à l'état passif).

D'autres équations ont été développées à partir de la solution de Marston pour tenir en compte de la pression interstitielle de l'eau (Li et Aubertin 2009a, 2009b) de la non linéarité de la distribution des contraintes le long de la largeur du chantier (Li et Aubertin 2008, 2010) ou aussi du non parallélisme des murs du chantier incliné (Ting et al. 2014).

Les solutions mentionnées ci-dessus impliquent pour la plus part le coefficient de pression des terres K dans leurs formulations. La valeur de ce coefficient peut affecter de manière significative les contraintes calculées dans un chantier remblayé (Aubertin et al. 2003; Li et al. 2003, 2005b).

Il existe toutefois une incertitude liée à la façon dont K doit être défini pour les chantiers miniers. On abordera le coefficient K en détail dans la suite de ce chapitre.

2.3.2 Analyses numériques

Les simulations numériques à l'aide de codes de calcul permettent de résoudre des problèmes complexes. Dans le cas du remblai minier, des simulations numériques ont été largement utilisées pour simuler les séquences de remblayage dans les chantiers et évaluer la distribution des contraintes et des déplacements dans les ouvertures remblayées. Par exemple, Aubertin et al. (2003) ont réalisé une série de simulations numériques pour étudier la répartition des contraintes dans les chantiers remblayés verticaux avec convergence sur le remblai, utilisant le code d'éléments finis PHASE2 (Rocscience 2002). Une autre étude numérique a été réalisée par Li et al. (2003) en utilisant FLAC (Fast Lagrangian analysis of continua - Itasca 2002) pour évaluer les contraintes dans les chantiers remblayés étroits sans considérer la convergence des parois du chantier. Les résultats de ces simulations ont montré qu'il existe bien un effet d'arche qui se produit au sein du remblai minier, comme on peut remarquer dans la figure 2.13 (tirée de Li et al. 2003). Cette figure présente les iso-contours des contraintes verticale (figure 2.13a) et horizontale (figure 2.13b) obtenus numériquement dans un chantier remblayé vertical. On observe que les contraintes deviennent plus faibles lorsqu'on se déplace du centre du chantier vers les parois. L'effet d'arche est confirmé aussi le long du centre du chantier par une augmentation des contraintes plus faible que le poids des terres avec la profondeur.

Li et al. (2003) ont aussi évalué numériquement la variation du coefficient de pression des terres K le long de la largeur du chantier à différentes profondeurs. On observe à partir de la figure 2.14 que le coefficient K n'est pas uniforme le long de la largeur du chantier et qu'il est égal au coefficient actif de Rankine K_a au centre du chantier remblayé.

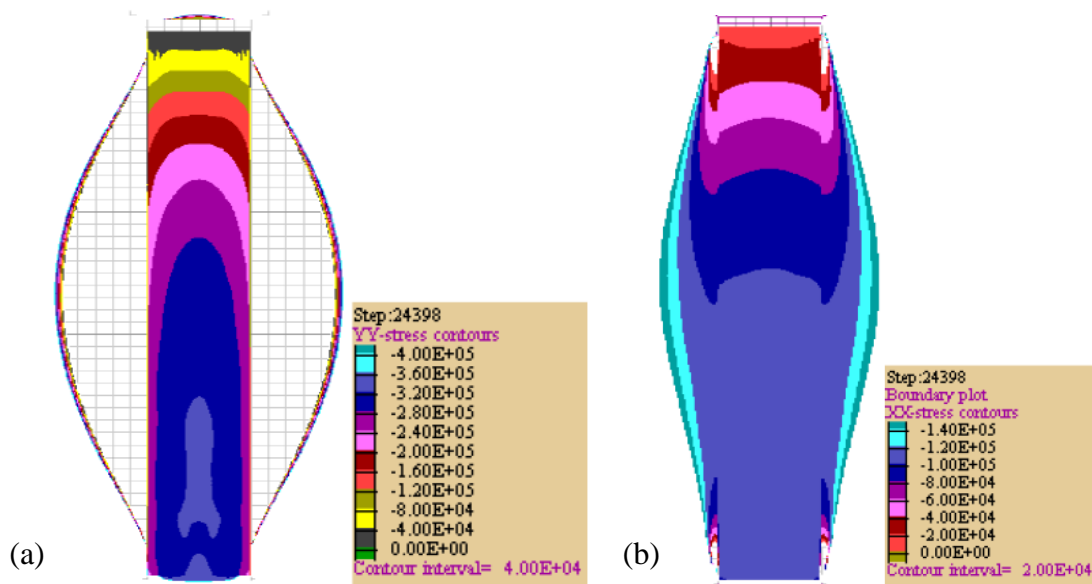


Figure 2.13: Iso-contours des contraintes (a) verticale et (b) horizontale obtenus numériquement avec FLAC pour un chantier vertical isolé. Géométrie considérée : largeur $B = 6$ m et hauteur $H = 45$ m; propriétés du remblai : $E = 100$ MPa, $\gamma = 18$ kN/m³, $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$; propriétés de la roche élastique linéaire : $E = 30$ GPa, $\mu = 0.3$ et $\gamma = 27$ kN/m³ (tirée de Li et al. 2003).

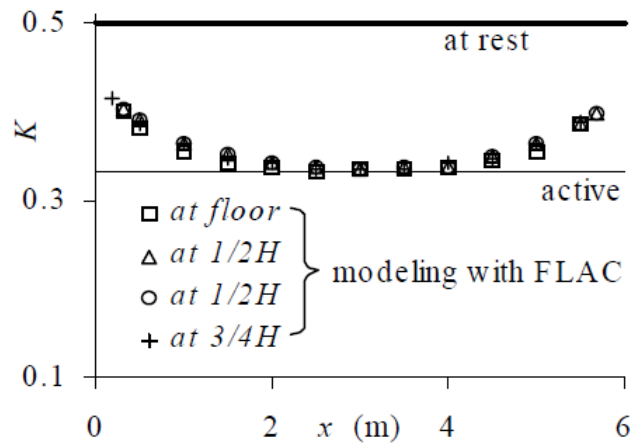


Figure 2.14: Variation du coefficient K le long de la largeur du chantier minier remblayé obtenue numériquement avec FLAC pour un chantier isolé ; on voit aussi la comparaison avec $K_0 = 0.5$ et $K_a = 0.33$. Géométrie considérée : largeur $B = 6$ m et hauteur $H = 45$ m; propriétés du remblai : $E = 100$ MPa, $\gamma = 18$ kN/m³, $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$; propriétés de la roche élastique linéaire : $E = 30$ GPa, $\mu = 0.3$ et $\gamma = 27$ kN/m³ (tirée de Li et al. 2003).

Li et Aubertin (2009c) ont mené une autre série de simulations numériques à l'aide du code FLAC sur des chantiers inclinés afin d'évaluer l'influence de la géométrie de l'ouverture, des propriétés du remblai et de la séquence de remblayage sur la distribution des contraintes au sein du remblai. Pour un chantier de géométrie donnée, ils ont observé que les paramètres du remblai qui influencent le plus les contraintes sont la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , le coefficient de Poisson μ et l'angle de dilatance ψ . De plus, ils ont montré que la séquence de remblayage ainsi que le type de simulation réalisée (statique ou dynamique) peuvent avoir un effet non négligeable sur la distribution des contraintes, comme le montre la variation des contraintes le long de la ligne centrale du chantier pour différents types de simulations présentée dans la figure 2.15. Cette figure montre que le remblayage du chantier en 4 couches différentes peut être considéré comme représentatif de la solution statique parce que les résultats ne varient plus lorsque des remblayages avec un plus grand nombre de couche sont utilisés.

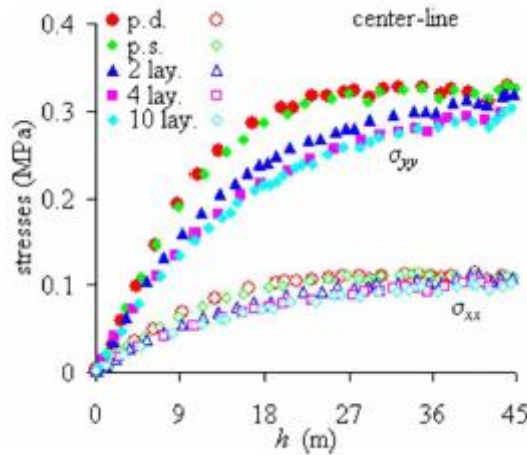


Figure 2.15: Distribution des contraintes le long de la ligne centrale d'un chantier vertical isolé obtenue avec un remblayage pseudo-dynamique, pseudo-statique et en plusieurs couches (p.d = pseudo-dynamique, p.s = pseudo-statique, lay. = couche, $\sigma_{xx} = \sigma_h$, $\sigma_{yy} = \sigma_v$). Géométrie considérée : largeur $B = 6$ m et hauteur $H = 45$ m ; propriétés du remblai : $E = 300$ MPa, $\gamma = 18$ kN/m³, $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$; propriétés de la roche : $E = 30$ GPa, $\mu = 0.3$ et $\gamma = 27$ kN/m³ (tirée de Li et Aubertin 2009c).

Plusieurs autres simulations numériques ont été réalisées pour comparer et valider les solutions analytiques proposées pour la détermination des contraintes dans un chantier remblayé. Par exemple, Pirapakaran et Sivakugan (2007a) ont utilisé FLAC^{3D} pour vérifier et valider leur solution 3D pour le calcul des contraintes dans un chantier remblayé. Ting et al. (2014) ont aussi eu recours à la modélisation numérique avec FLAC parce qu'il n'y avait pas assez de données expérimentales pour comparer et valider leur solution analytique pour le calcul des contraintes dans un chantier remblayé incliné avec des murs non parallèles.

La plupart des analyses numériques ont considéré un chantier isolé pour l'évaluation des contraintes dans un chantier remblayé, à l'exception de quelques travaux réalisés dans les années 1970 (Hill et al. 1974; Pariseau et al. 1976) ou tout récemment (Falaknaz et al. 2013, 2014; Falaknaz 2014). Hill et al. (1974) ont effectué trois analyses numériques sur deux chantiers verticaux séparés par un pilier dalle en remblai cimenté. Le premier cas consistait en un chantier vide au-dessus du pilier-dalle. Dans le deuxième cas, le chantier a été rempli avec du remblai de moyenne qualité (résistance et rigidité faibles) au-dessus du pilier-dalle. Pour le troisième cas, un remblai de meilleure qualité (résistance et rigidité importantes) est utilisé au-dessus du pilier-dalle. Ils ont constaté que la convergence des murs du chantier minier est moins importante lorsque le remblai au-dessus du pilier-dalle a une résistance et une rigidité plus élevées. Les contraintes dans le pilier-dalle diminuent aussi lorsqu'on utilise un remblai au-dessus du pilier de qualité supérieure. Les mêmes résultats ont été observés par Pariseau et al. (1976). Falaknaz et al. (2013, 2014) ont étudié les contraintes dans deux chantiers remblayés adjacents situés au même niveau. Leurs résultats ont montré que les distributions des contraintes en présence de plusieurs chantiers sont très différentes de celles obtenues pour le cas d'un chantier remblayé isolé.

Ces simulations et d'autres ont montré que la modélisation numérique est un moyen efficace pour valider ou corriger les solutions analytiques développées pour évaluer les contraintes dans les chantiers remblayés (Li et Aubertin 2008, 2009a, 2009b, 2010; Pirapakaran et Sivakugan 2007a; Ting et al. 2014). Il est également un outil utile pour étudier l'influence de plusieurs facteurs sur la distribution des contraintes dans les chantiers remblayés, y compris les géométries des chantiers, les propriétés du remblai (Li et Aubertin 2009c; Li et al 2012, 2013), les séquences de remblayage et la consolidation du remblai (El Mkadmi et al. 2014).

2.4 Coefficient de pression des terres

2.4.1 Concept

Le concept du "coefficient de pression des terres" a été initialement développé en mécanique des sols pour analyser le comportement des murs de soutènement (Coulomb 1776; Rankine 1857; Jaky 1944; Lambe et Whitman 1979). Le coefficient K est généralement défini comme étant le rapport entre la contrainte horizontale σ_h et la contrainte verticale σ_v lorsque celles-ci sont les contraintes principales effectives agissant sur le sol :

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.40)$$

La figure 2.16 représente un sol semi-infini dans un état d'équilibre statique. Les contraintes principales σ_v et σ_h agissant sur un élément infinitésimal BCDE du sol peuvent être calculées avec en utilisant le poids des terres (équations (2.23) et (2.35)). Si le sol est homogène, isotrope et linéairement élastique, on peut appliquer la loi de Hooke pour déterminer les déformations dans le sol comme suit :

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E}(\sigma_v - 2\mu\sigma_h) \quad (2.41)$$

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E}[(1-\mu)\sigma_h - \mu\sigma_v] \quad (2.42)$$

où ε_h et ε_v (-) sont respectivement les déformations horizontale et verticale, E (kPa) le module de Young du sol et μ (-) le coefficient de Poisson.

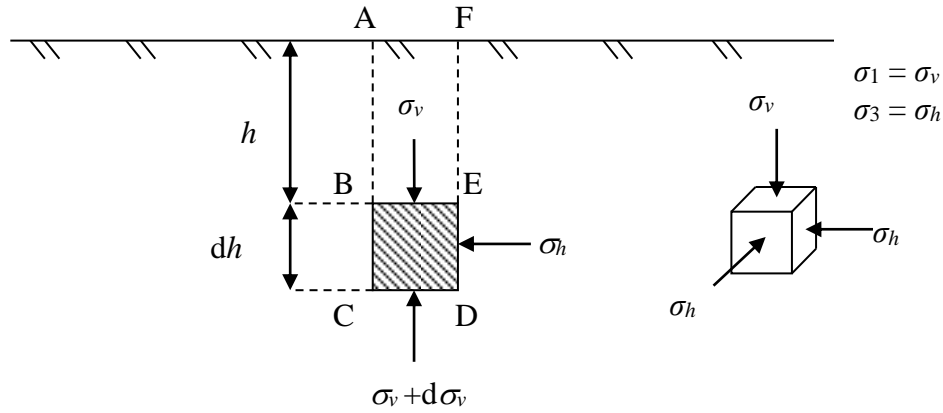


Figure 2.16: Un sol semi-infini sous équilibre statique; BCDE est un élément 3D infinitésimal soumis à σ_v et σ_h .

Etant donné que le sol est semi-infini, les déplacements et par conséquent les déformations du sol peuvent se produire seulement le long de la direction verticale, d'où $\varepsilon_h = 0$. Quant à la déformation verticale ε_v , elle est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma_v}{M} \quad (2.43)$$

avec

$$M = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad (2.44)$$

En introduisant la condition $\varepsilon_h = 0$ dans l'équation (2.42), on obtient :

$$\sigma_3 = \sigma_h = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_v = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_1 \quad (2.45)$$

Ce qui donne finalement :

$$K = (K_0)_\mu = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (2.46)$$

Le coefficient $(K_0)_\mu$ est appelé le coefficient de pression des terres au repos dû au coefficient de Poisson (Tschebotarioff 1973; Aysen 2005).

2.4.2 États de contraintes dans un sol

Considérons la figure 2.16 où l'on insère un mur vertical lisse sans friction le long de AC, ayant une épaisseur zéro. Supposons que le sol est pulvérulent et que la partie située à gauche du mur AC est enlevé après l'insertion du mur. Suivant la pression appliquée sur le mur AC, le sol situé à droite du mur peut être soumis à trois états extrêmes :

- État des terres au repos
- État des terres actif
- État des terres passif

Pour chaque état des terres, un coefficient de pression des terres K lui est associé. Ainsi, il existe trois types de coefficients K :

- Coefficient de pression des terres au repos K_0
- Coefficient de pression des terres actif ou coefficient de poussée K_a
- Coefficient de pression des terres passif ou coefficient de butée K_p

2.4.2.1 État des terres au repos

Lorsque le mur le long de AC (figure 2.16) reste fixe et ne présente aucun mouvement, une force correspondant à la pression initiale du sol doit être appliquée. Le sol sur le côté droit du mur reste donc intact et les contraintes sont inchangées. Cet état des terres est appelé état des terres au repos. Il est présenté dans le plan de Mohr par le cercle de repos sur la figure 2.17.

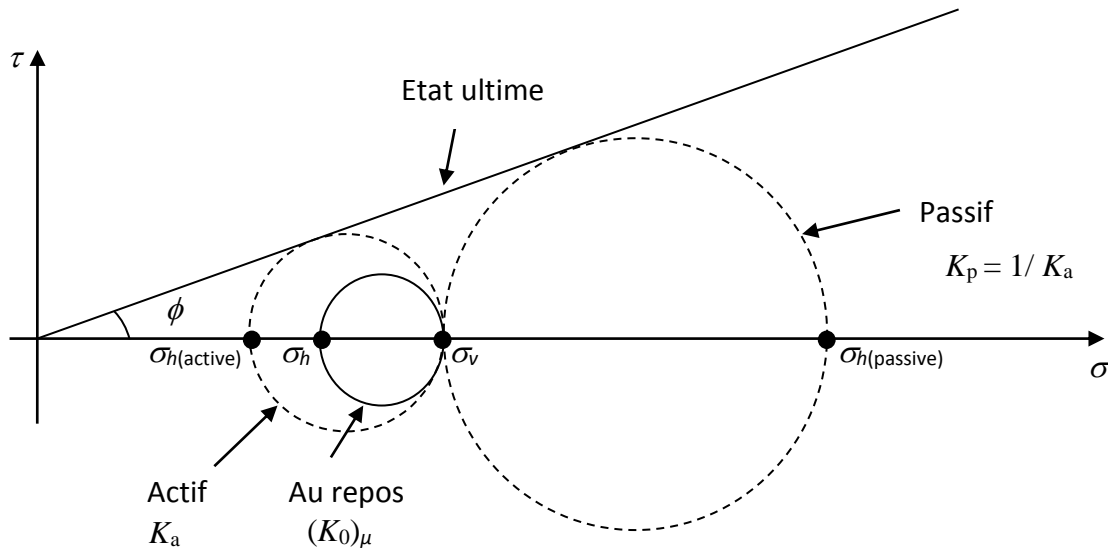


Figure 2.17: Évolution de l'état de contraintes d'un sol initialement au repos (selon l'approche de Rankine)

Si le sol est homogène, isotrope et élastique linéaire, les contraintes dans le sol peuvent être calculées à l'aide des équations (2.28) et (2.40). Quant au coefficient de pression des terres au repos K_0 , il peut être calculé à partir du coefficient de Poisson μ du sol comme exprimé dans l'équation (2.46).

Cependant, comme la plupart des sols et remblais ne présentent pas un comportement élastique linéaire, la détermination du coefficient au repos K_0 en utilisant le coefficient de Poisson μ n'est pas pratique (Talesnick 2012). Cela peut expliquer en partie pourquoi le coefficient de Poisson est rarement utilisé pour calculer le coefficient de pression des terres. Une autre raison est probablement liée à la difficulté de mesurer précisément le coefficient de Poisson pour les sols ou remblais pulvérulents. Au lieu de cela, les ingénieurs utilisent souvent l'expression semi-

empirique proposée par Jaky (1944) pour déterminer le coefficient au repos K_0 , exprimée en termes de l'angle de frottement interne ϕ du sol comme suit:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.47)$$

Cette expression reste toutefois quelque peu étrange comme discuté par Michalowski (2005) et d'autres, parce qu'elle relie un paramètre d'état K_0 à un paramètre de résistance de cisaillement ϕ . Néanmoins, de nombreux chercheurs ont montré que l'expression de Jaky décrit bien le rapport entre les contraintes horizontales et verticales des sols normalement consolidés (Al-Husseini et Townsend 1975; Ladd et al. 1977; Mesri et Hayat 1993). Par conséquent, l'expression de Jaky (équation (2.47)) est la plus utilisée en géotechnique pour l'estimation du coefficient de pression des terres au repos K_0 dans les dépôts de sols normalement consolidés.

Au fil des années, plusieurs autres expressions ont été développées pour déterminer le coefficient K_0 au repos. Par exemple, Mayne et Kulhawy (1982) ont proposé l'équation (2.48) pour calculer le coefficient K_0 pour les sols normalement consolidés et l'équation (2.49) pour les sols surconsolidés.

$$K_0 = 1 - 1.003 \sin \phi \quad (2.48)$$

$$K_0^{OC} = K_0 (OCR)^{\sin \phi} \quad (2.49)$$

où K_0^{OC} représente le coefficient de pression des terres au repos d'un sol sur-consolidé (over-consolidated) et OCR le rapport de sur-consolidation défini comme le ratio de la contrainte de préconsolidation σ_p (kPa) sur la contrainte verticale effective σ_v (Holtz et al. 2011).

Fatahi et al. (2012) ont résumé les différentes expressions proposées pour la détermination du coefficient au repos K_0 des sols normalement consolidés et des sols surconsolidés. Pour les sols normalement consolidés, les expressions pour définir K_0 sont souvent exprimées en fonction de

l'angle de frottement interne ϕ du sol (Jaky 1944; Hendron 1963; Brooker et Irelande 1965; Feda 1978; Sherif et al. 1984; Mayne et Kulhawy 1982) mais certaines de ces équations sont en fonction de l'indice de plasticité I_p du sol (Alpan 1967; Massarsch 1979; Lee et Jin 1979) ou de sa limite de liquidité (Sherif et Koch 1970).

À souligner que plusieurs auteurs ont lié l'état des sols et des remblais au mouvement des murs de soutènement (Spangler et Handy 1984; Take et Valsangkar 2001; Blight 2006, 2010; Handy et Spangler 2007; McCarthy 2007; Das 2010; Briaud 2013). Cette révision de la notion du coefficient de pression des terres K permettra de montrer qu'un état de repos pourrait être attribué à un sol ou un remblai si et seulement si le sol ou le remblai est initialement en état de repos. Cela ne s'applique pas au remblai minier dont l'état va dépendre de la façon de sa déposition dans l'ouverture ou dans le chantier minier.

2.4.2.2 État des terres actif

Toujours dans le cas représenté dans la figure 2.16, supposons cette fois-ci que la pression exercée par le mur lisse AC est réduite de sorte que le sol pulvérulent tend à se déplacer vers la gauche (vers l'ouverture). Comme la surface du mur est lisse, il n'existe pas de contrainte de cisaillement générée par frottement le long de ce dernier. Les contraintes verticale σ_v et horizontale σ_h restent donc respectivement les contraintes principales majeure σ_1 et mineure σ_3 . Toutefois, la contrainte horizontale σ_h diminuera en réduisant la pression exercée par le mur. Au fur et à mesure que le mur lisse se déplace, la contrainte horizontale σ_h continuera de diminuer jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à l'enveloppe de l'état ultime (figure 2.17). Le cas échéant, le sol est dit avoir atteint un état actif (après un petit déplacement horizontal).

Si on considère le cercle de Mohr pour contraintes actives dans la figure 2.17, celui-ci a pour origine l'abscisse $(\sigma_v + \sigma_{h(active)})/2$ et son rayon est égale à $(\sigma_v - \sigma_{h(active)})/2$. Vu que le cercle de Mohr est tangent à l'enveloppe de l'état ultime, on peut déduire l'équation suivante :

$$\sin \phi = \frac{(\sigma_v + \sigma_{h(active)})}{2} \bigg/ \left(\frac{(\sigma_v - \sigma_{h(active)})}{2} \right) \quad (2.50)$$

À partir de cette équation, on peut déduire $\sigma_{h(active)}$ de la manière suivante :

$$\sigma_{h(active)} = \sigma_v \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \quad (2.51)$$

d'où

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_{h(active)}}{\sigma_v} \\ &= \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned} \quad (2.52)$$

Le coefficient de poussée K_a est appelé le coefficient de pression des terres actif de Rankine (CGS 2006; McCarthy 2007; Das 2010; Holtz et al. 2011).

Si la surface du sol fait un angle β avec l'horizontal, le coefficient de pression des terres actif de Rankine est exprimé comme suit (Das 2010) :

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.53)$$

2.4.2.3 État des terres passif

Revenons encore une fois à la figure 2.16 et supposons cette fois-ci que l'on pousse très fort le mur vers le sol. Le sol situé à droite du mur aura tendance à se comprimer et le mur se déplacera donc dans la direction du sol. Encore une fois, comme le mur est considéré lisse sans friction, les contraintes verticale σ_v et horizontale σ_h resteront les contraintes principales. La contrainte horizontale σ_h augmentera avec l'accroissement de la poussée exercée par le mur et pourra dépasser la contrainte verticale σ_v , devenant ainsi la contrainte principale majeure σ_I . Si le mur se

déplace assez, la contrainte σ_h augmentera jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à l'enveloppe de l'état ultime (figure 2.17). Dans ce cas, le sol est dit avoir atteint un état passif (en butée) et son coefficient de butée K_p sera égale au coefficient de pression des terres passif de Rankine.

De la même manière que pour l'état actif, on peut déterminer l'équation de K_p à partir du cercle de Mohr passif (figure 2.17). L'équation de K_p est la suivante :

$$\begin{aligned}
 K_p &= \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\sigma_{h(passive)}}{\sigma_v} \\
 &= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{2.54}$$

Si la surface du sol fait un angle β avec l'horizontal, le coefficient de pression des terres passif de Rankine est exprimé comme suit (Das 2010) :

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}
 \tag{2.55}$$

Les états des terres décrits précédemment sont les trois principaux états limites que l'on peut considérer pour décrire le remblai le long de la ligne centrale des chantiers remblayés (Aubertin et al. 2003; Li et al. 2003, 2005b).

2.4.3 Coefficients K utilisés en génie civil.

Différentes expressions sont considérées pour déterminer le coefficient de pression des terres en génie civil. L'utilisation d'une expression spécifique est généralement en fonction des paramètres de la structure de confinement du sol et des conditions des terres. Dans ce qui suit, on présentera

les expressions utilisées pour le calcul du coefficient K pour les murs de soutènement, ainsi que pour les tranchées et les silos.

2.4.3.1 Murs de soutènement

Le coefficient de Jaky au repos K_0 (équation (2.47)) et les coefficients actif K_a et passif K_p de Rankine (équations (2.52) et (2.54)) sont les plus utilisés pour la conception des murs de soutènement. Par exemple, Take et Valsangkar (2001) et Handy et Spangler (2007) ont proposé d'utiliser K_0 pour estimer la pression des terres pour le cas des murs de soutènement ne présentant aucun mouvement. Lorsque le mur est lisse et le remblai pulvérulent, Gnanapragasam (2000) et Yang (2007) ont proposé d'utiliser le coefficient de Rankine K_a lors de l'estimation de la pression active sur le mur.

Cependant, les expressions de Rankine (1857) ont été développées en considérant un mur de soutènement vertical lisse ne présentant aucune friction avec le sol. Lorsque le frottement le long de l'interface entre le sol et le mur est pris en compte, Coulomb (1776) a proposé les expressions suivantes pour déterminer le coefficient de poussé K_a et le coefficient de butée K_p pour un mur avec des parois rugueuses et inclinées (Bowles 1992; Das 2010) :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (2.56)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (2.57)$$

où θ ($^\circ$) est l'angle d'inclinaison du mur de soutènement par rapport à la verticale. β , δ , ϕ ont été définis précédemment. La figure 2.18 schématise le cas du mur de soutènement considéré par Coulomb (1776)

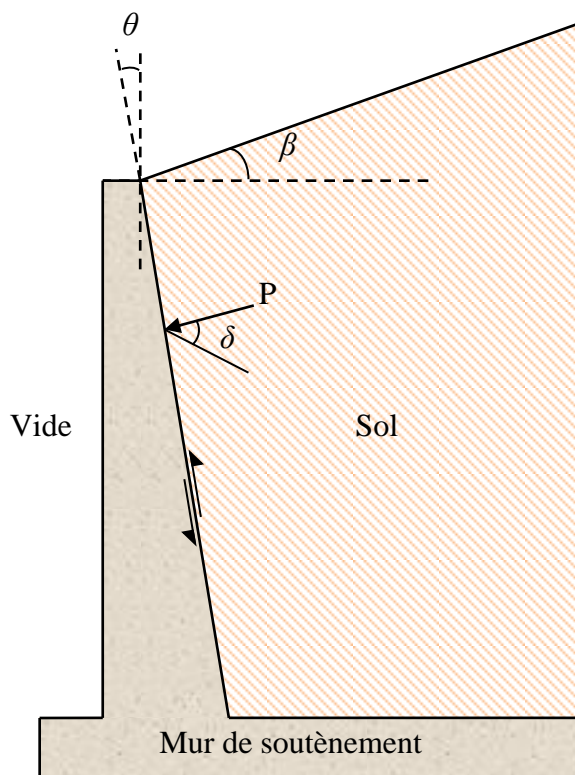


Figure 2.18: Mur de soutènement considéré par Coulomb (1776)

Lorsque $\beta = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$ et $\delta = 0^\circ$, les coefficients actif et passif de Coulomb se réduisent aux coefficients actif et passif de Rankine. D'autres expressions ont été développées pour les murs rugueux afin de déterminer le coefficient de pression des terres K en tenant compte de l'angle de frottement δ entre le mur et le sol. Les diverses expressions sont résumées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Les différentes équations pour l'estimation du coefficient de pression des terres pour les murs de soutènements rugueux inclinés.

Coefficient K	Auteurs
$K = \frac{1 + \sin^2 \phi - \sqrt{(1 + \sin^2 \phi)^2 - (1 - \sin^2 \phi)(1 - \sin^2 \phi + 4 \tan^2 \delta)}}{(1 - \sin^2 \phi + 4 \tan^2 \delta)}$	Frydman et Keissar (1987)
$K_a = \left[\frac{\cos \delta}{1 + \sin \phi} \left(\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{-2\theta \tan \phi}$ <p>où</p> $2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) - \delta$ $K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi} \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{2\theta \tan \phi}$ <p>où</p> $2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) + \delta$	Lancellotta (2002)
$K_a = \left[\frac{3(N \cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{3N - (N - 1) \cos^2 \theta} \right]$ <p>où</p> $\theta = \tan^{-1} \left[\frac{(N - 1) \pm \sqrt{(N - 1)^2 - 4N \tan^2 \delta}}{2 \tan \delta} \right]$ $N = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Paik et Salgado (2003)
$K_a = \left[\frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta - \delta)}{1 + \sin \phi} \right] e^{-\{(\Delta - \delta) \tan \phi\}}$ $K_p = \left[\frac{1 + \sin \phi \cos(\Delta + \delta)}{1 - \sin \phi} \right] e^{(\Delta + \delta) \tan \phi}$ <p>où</p> $\sin \Delta = \frac{\sin \delta}{\sin \phi}$	Powrie (2004)

Lorsque le mur est lisse ($\delta = 0^\circ$), les expressions de Lancellotta (2002), Paik et Salgado (2003) et Powrie (2004) deviennent égales aux coefficients actif et passif de Rankine. On note également que les tableaux développés dans l'Eurocode 7 (BSI, 2004) pour déterminer les coefficients de pression des terres actifs et passifs pour les murs de soutènement verticaux, sont basés sur les équations de Powrie (2004).

2.4.3.2 Tranchées et silos

Pour les tranchées verticales et les silos, le coefficient de Jaky au repos K_0 et le coefficient actif de Rankine K_a sont couramment utilisés pour calculer le coefficient de pression des terres. Par exemple, Marston (1930) a proposé d'utiliser le coefficient actif de Rankine pour estimer les contraintes dans les tranchées verticales. Spangler et Handy (1984) ont suggéré d'utiliser le coefficient de Jaky K_0 pour évaluer la pression latérale agissant sur la paroi d'un silo tant que celle-ci reste stable et fixe. Quant à Blight (1986, 2006), il a proposé d'utiliser le coefficient actif de Rankine K_a pour évaluer les contraintes lors du remblayage des silos.

D'autres expressions ont été développées pour le cas des tranchées verticales. On cite par exemple la solution de Krynine (1945) développée pour calculer le ratio entre les contraintes horizontale et verticale le long de la paroi rugueuse d'une tranchée verticale. Le coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ de Krynine est exprimé comme suit :

$$K_{Krynine} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} = \frac{1}{1 + 2 \tan^2 \phi} \quad (2.58)$$

Handy (1985) a également développé une solution pour déterminer $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ le long de la largeur des tranchées verticales ; celle-ci peut être exprimée de la manière suivante :

$$K_{Handy} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \psi + K_a \sin^2 \psi}{\sin^2 \psi + K_a \cos^2 \psi} \quad (2.59)$$

où ψ ($^\circ$) est un angle exprimé par l'équation suivante:

$$\psi = \arctan \left(-2 \left[\exp \left(\frac{x}{a} \right) - \exp \left(-\frac{x}{a} \right) \right]^{-1} \right) \quad (2.60)$$

Avec a un coefficient qui dépend de l'angle de frottement interne ϕ du sol et x une distance normalisée définie à partir de la ligne centrale de la tranchée verticale (qui varie entre -1 et 1).

Le long des murs (lorsque $x = \pm 1$), $\psi = 90^\circ$ pour les murs lisses et le coefficient de Handy devient égal au coefficient actif de Rankine. Pour les murs rugueux ($\delta = \phi$), $\psi = 45^\circ + \phi/2$ et le coefficient de Handy devient égal au coefficient de Krynine (équation (2.58)). Au centre de la tranchée remblayée, K est égal au coefficient actif de Rankine K_a comme précisé dans la figure 2.19 qui montre la variation théorique des contraintes verticale et horizontale normalisées le long de la largeur de la tranchée.

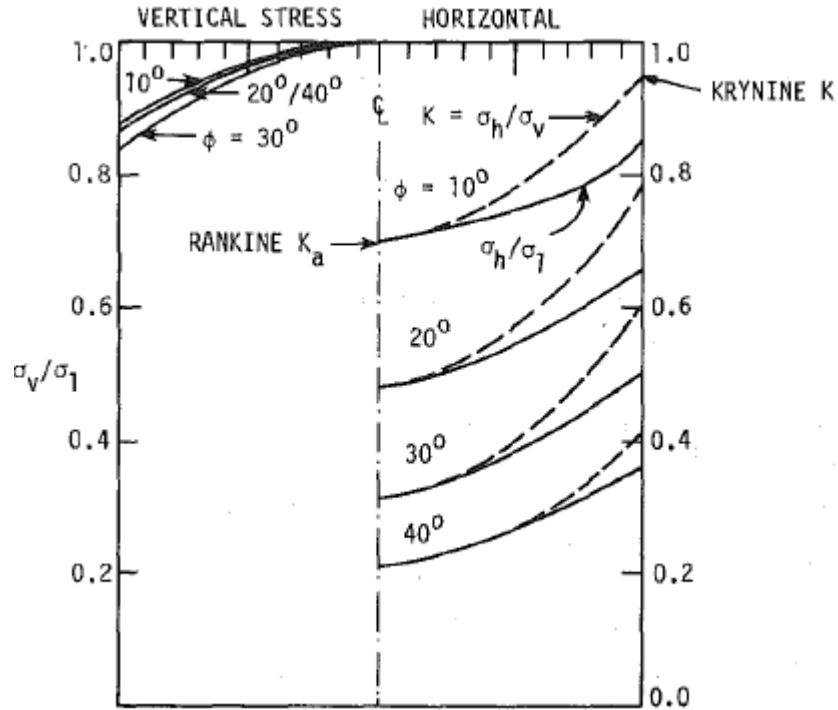


Figure 2.19: Variation théorique des contraintes verticales et horizontales normalisées pour différentes valeurs de ϕ , le long de la largeur d'une tranchée verticale avec parois rugueuses.

Pour les tranchées inclinées, Li et al. (2012, 2013) ont développé une autre équation pour déterminer le coefficient de pression des terres K le long des parois. Cette équation est exprimée comme suit :

$$K_{\alpha} = \frac{\sigma_n}{\sigma_v} = K_0 \left(3 - \frac{\alpha'}{30^\circ} \right) - K_a \left(2 - \frac{\alpha'}{30^\circ} \right) \quad (2.61)$$

où σ_n est la contrainte normale appliquée sur le mur, K_0 est le coefficient de Jaky au repos, K_a est le coefficient actif de Rankine et α' est un angle d'inclinaison calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$\alpha' = \frac{\alpha}{3} + 60^\circ \quad (2.62)$$

où α est l'angle d'inclinaison des murs de la tranchée par rapport à l'horizontal.

2.4.4 Coefficients K utilisés pour les chantiers miniers

Comme indiqué précédemment, la plupart des solutions analytiques développées pour évaluer les contraintes dans les chantiers remblayés sont basées sur l'approche de Marston. Pour les chantiers verticaux, il a été montré que le coefficient de pression des terres actif de Rankine K_a représente bien le rapport des contraintes horizontales et verticales le long de la ligne centrale du chantier, obtenu par les simulations numériques et les résultats expérimentaux (Li et al, 2003, 2005; Li et Aubertin, 2009a, 2009b; Ting et al. 2012, 2014). Le coefficient de poussée K_a est également en accord avec les résultats de Marston (1930) pour le calcul des charges sur des conduites dans les tranchées verticales.

D'autres chercheurs ont proposé d'utiliser K_0 dans leurs solutions analytiques pour évaluer les contraintes dans les silos, les tranchées ou les murs de soutènement (Spangler et Handy 1984;

Take et Valsangkar 2001; Blight 2006, 2010; Handy et Spangler 2007; Das 2010; Briaud 2013). Cette tendance a été suivie par certains chercheurs pour évaluer les contraintes dans les chantiers remblayés (Winch 1999; Pirapakaran et Sivakugan 2007a; Fahey et al. 2009; Singh et al. 2011; Ting et al. 2011). Pour justifier l'utilisation du coefficient au repos K_0 , ils avancent l'argument que les parois de la roche sont très rigides et par conséquent les déplacements horizontaux (et déformations) dans le remblai doivent être très petits.

La figure 2.20 montre une comparaison entre les valeurs des contraintes verticales obtenues expérimentalement par Pirapakaran et Sivakugan (2007b) et analytiquement par la solution 3D de Li et al. (2005b) (équation (2.38)) dans deux chantiers miniers verticaux simulés au laboratoire. La solution de Li et al. (2005b) a été utilisée en considérant le coefficient de Jaky au repos K_0 et le coefficient de poussée actif de Rankine K_a . Les résultats expérimentaux montrent tout d'abord qu'il ya un effet d'arche prononcé dans les chantiers miniers parce que les contraintes verticales mesurées sont beaucoup plus petites comparativement à la solution de poids des terres (surtout en profondeur). On peut aussi remarquer que les résultats analytiques et expérimentaux obtenus au centre du chantier sont en accord lorsqu'on applique la solution de Li et al. (2005b) avec le coefficient de poussée actif de Rankine K_a . Pour clarifier l'ambiguïté sur l'utilisation du coefficient K , une série de simulations numériques est réalisée et présentée dans ce chapitre pour évaluer ce coefficient le long de la ligne centrale des chantiers miniers et pour identifier aussi les paramètres influençant ce coefficient.

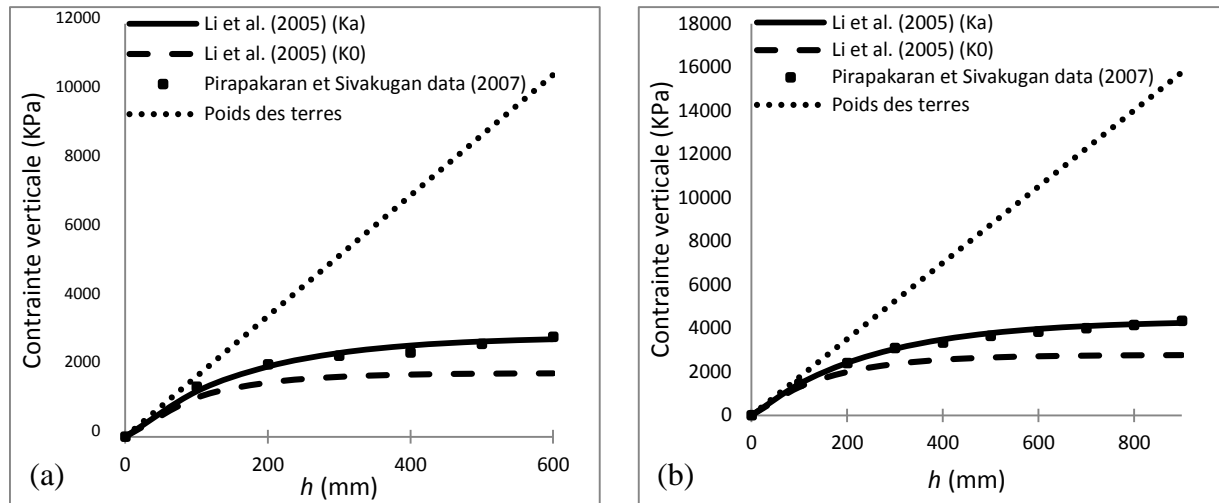


Figure 2.20: Contraintes verticales moyennes mesurées au laboratoire par Pirapakaran et Sivakugan (2007b) au centre (a) d'un chantier de section carrée de 600 mm de hauteur et 100 mm de largeur et (b) d'un chantier de section carrée de 900 mm de hauteur et 150 mm de largeur; ces contraintes sont comparées aux valeurs obtenues avec la solution analytique 3D de Li et al. (2005b) en utilisant le coefficient actif de Rankine (K_a) et le coefficient de Jaky de au repos (K_0). Les propriétés des matériaux (mesurées): $\gamma = 17.53 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 35^\circ$, $\delta = 0.83\phi$.

Pour les chantiers inclinés, l'équation (2.35) a été proposée par Caceres (2005) pour déterminer le rapport entre les contraintes horizontales et verticales le long de la ligne centrale du chantier. Cette équation est développée à partir de l'analyse des résultats de simulations numériques effectuées sur des chantiers remblayés inclinés d'un angle variant entre 75° et 90° . L'équation de Caceres est en fonction de l'angle du frottement interne ϕ du remblai seulement, indiquant implicitement que l'angle d'inclinaison des murs du chantier remblayé n'a aucune influence sur le coefficient de pression des terres K . Ceci n'est pas le cas pour les tranchées inclinées (Li et al. 2012, 2013), ni les murs de soutènement inclinés (Coulomb 1776). Dans ce qui suit après, il sera démontré que l'équation proposée par Caceres est valide pour les chantiers miniers subverticaux seulement.

2.5 Proposition de recherche

Le modèle de Mitchell (1991) et toutes les solutions mentionnées dans ce chapitre pour l'évaluation des contraintes dans un chantier minier, impliquent le coefficient de pression des terres K . La valeur de ce coefficient peut affecter de manière significative les contraintes calculées dans un chantier remblayé (Aubertin et al. 2003; Li et al. 2003, 2005b). Il existe toutefois une incertitude sur la façon de déterminer K pour les chantiers miniers et notamment sur l'état du remblai en termes d'actif (« poussée »), passif (« butée ») ou au repos. Certains chercheurs considèrent que le remblai est en état de repos parce que les déplacements des parois du chantier minier sont négligeables lors de la mise en place du remblai et donc proposent d'appliquer le coefficient au repos K_0 (Winch 1999; Pirapakaran et Sivakugan 2007a; Fahey et al, 2009; Singh et al, 2011; Ting et al, 2011). D'autres chercheurs suggèrent plutôt d'utiliser le coefficient de poussée des terres de Rankine K_a en se basant sur les résultats des simulations numériques et des tests de laboratoire (Li et al, 2003, 2005; Li et Aubertin, 2009a, 2009b; Ting et al. 2012, 2014). Il est donc nécessaire d'évaluer le coefficient K pour s'assurer d'avoir une bonne estimation des contraintes dans un chantier minier. Ce projet de recherche vient éclaircir l'incertitude sur le choix du coefficient de pression des terres K qui peut conduire l'ingénieur des mines à des situations ambiguës lors de la conception du remblai. Le coefficient K et les simulations réalisées seront abordés en détail dans le chapitre 3.

En outre, on remarque que les solutions présentées dans ce chapitre considèrent des chantiers miniers isolés. Toutefois, la présence d'une excavation sous-jacente ou adjacente peut influencer considérablement les contraintes dans le chantier minier. Cet aspect est souvent négligé par les solutions analytiques. Ce projet de recherche propose aussi de lever le voile sur cet aspect toujours méconnu. Des simulations numériques ont été réalisées pour évaluer les contraintes dans un chantier minier remblayé au-dessus d'un pilier-dalle. Les simulations et les résultats seront présentés dans le chapitre 4.

CHAPITRE 3 ANALYSE NUMÉRIQUE DU COEFFICIENT DE PRESSION DES TERRES DANS LES CHANTIERS MINIER

Dans ce chapitre, seront présentées les simulations numériques effectuées pour évaluer le coefficient K dans les chantiers miniers. L'emphase est mise sur la variation du K en fonction de la géométrie du chantier et des propriétés du remblai et de la roche le long de la ligne centrale des chantiers. Les résultats numériques sont comparés avec quelques expressions analytiques pour obtenir la valeur de K . Une discussion de ces résultats est donnée à la fin du chapitre pour illustrer le choix d'un coefficient K le long de la ligne centrale du chantier minier

3.1 Choix d'un logiciel

Sur le marché, il y a plusieurs codes commerciaux qui permettent d'évaluer les contraintes et le coefficient de pression K dans les chantiers miniers. Dans notre cas, le logiciel SIGMA/W (GEO-SLOPE 2010) a été choisi en raison de son accessibilité. C'est un logiciel couramment utilisé en géotechnique pour évaluer les contraintes et les déplacements. Une validation de ce logiciel a été réalisée et elle est présentée à l'Annexe 1.

3.2 Modélisation d'un chantier minier

3.2.1 Configuration du modèle de référence

La figure 3.1 présente un schéma d'un chantier minier remblayé de hauteur H et de largeur B , incliné d'un angle α par rapport à l'horizontal, avec un espace vide de hauteur 0.5 m laissé à la surface. Pour modéliser ce modèle à l'aide de SIGMA/W, le remblai minier est considéré comme un matériau homogène, isotrope et élasto-plastique respectant le critère de Mohr-Coulomb. Quant à la masse rocheuse, elle est également considérée comme un matériau homogène et isotrope mais deux modèles sont envisagés pour décrire son comportement : un modèle linéaire élastique

et un modèle élasto-plastique obéissant le critère de Mohr Coulomb. Un régime de contraintes typique du Bouclier Canadien est appliqué à la masse rocheuse, où la contrainte naturelle horizontale in situ est le double de la contrainte verticale (le coefficient de pression dans la roche $K_r = \sigma_h/\sigma_v = 2$ (Herget 1974)).

Un modèle de référence est considéré pour simuler le chantier minier. Celui-ci sert de base pour les comparaisons des résultats avec ceux des autres modèles simulés. La configuration du modèle de référence consiste en un chantier vertical de 45 m de hauteur et 6 m de largeur entouré d'un massif rocheux élastique linéaire caractérisé par $E_r = 30$ GPa (module de Young), $\mu_r = 0.3$ (coefficient de Poisson) et $\gamma_r = 27$ kN/m³ (poids volumique). Le remplissage du chantier se fait en 4 couches à l'aide d'un remblai non cohésif dont les propriétés sont les suivantes : $E = 300$ MPa, $\mu = 0.2$, $\gamma = 18$ kN/m³, $\phi = 30^\circ$ (angle de frottement interne) et $\psi = 0^\circ$ (angle de dilatance, avec une loi non associée ($\psi \neq \phi$)). Le tableau 3.1 résume les données d'entrée pour la configuration du modèle de référence.

La figure 3.2 montre le modèle d'un chantier minier incliné réalisé avec SIGMA/W, ainsi que les conditions aux frontières imposées. Les déplacements horizontaux ne sont pas permis aux parois latérales du modèle. Quant à la base du modèle, elle est fixe selon les deux axes horizontal et vertical, alors que la surface du modèle est laissée libre.

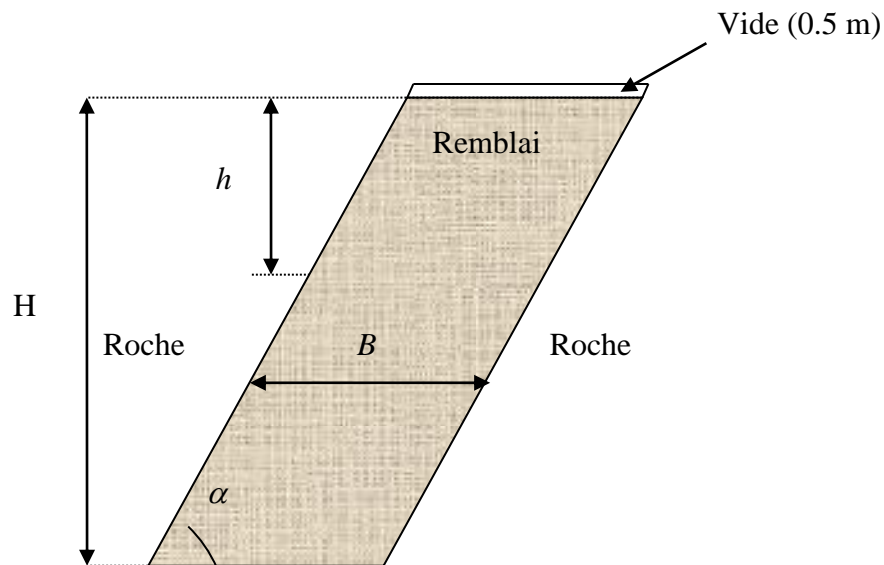


Figure 3.1: Schéma d'un chantier minier incliné

Tableau 3.1: Paramètres considérés pour le modèle de référence du chantier vertical (valeurs inspirées de Li et Aubertin (2009c))

Géométrie du chantier	Hauteur H	45 m
	Largeur L	6 m
	Inclinaison α	90 °
Massif rocheux	Module de Young E_r	30 GPa
	Coefficient de Poisson μ_r	0.3
	Poids volumique γ_r	27 kN/m ³
	Coefficient $K_r = \sigma_h/\sigma_v$	2
Remblai	Nombre de couches	4
	Module de Young E	300 MPa
	Coefficient de Poisson μ	0.2
	Poids volumique γ	18 kN/m ³
	Angle de frottement interne ϕ	30 °
	Angle de dilatance ψ	0 °

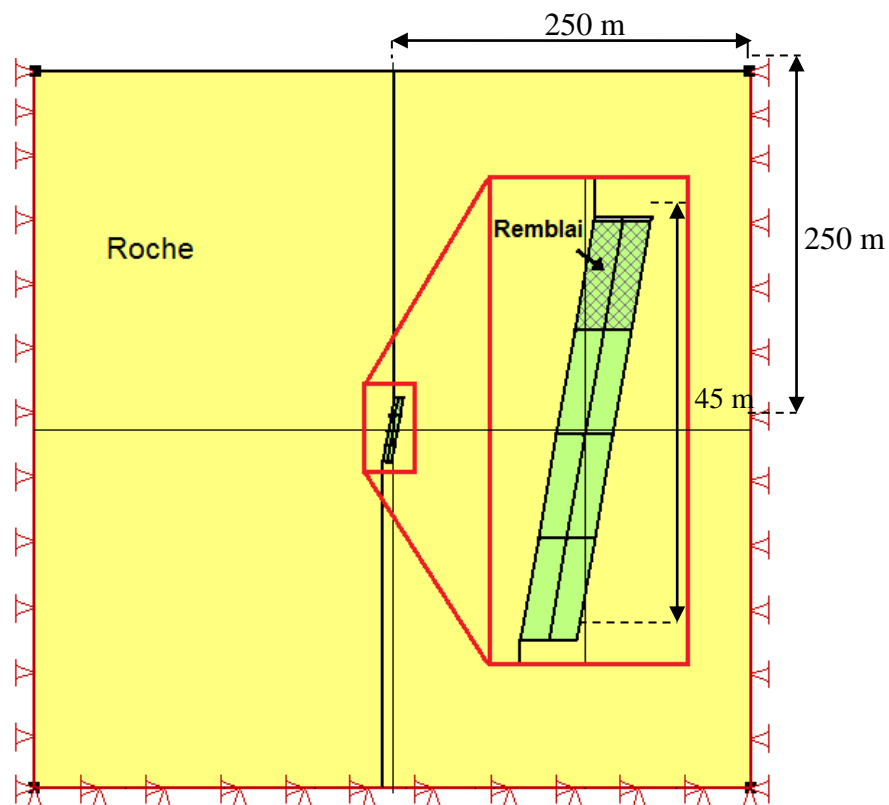


Figure 3.2: Modèle typique d'un chantier minier incliné réalisé avec SIGMA/W avec les conditions aux frontières imposées.

Une étude de sensibilité du domaine a été réalisée et une taille d'environ 5 fois la hauteur du chantier minier est appliquée lors des simulations afin de s'assurer que les résultats obtenus sont numériquement stables (i.e. insensibles à l'effet des frontières).

Quant au maillage du modèle, une étude de sensibilité a été réalisée indiquant qu'un maillage optimale est obtenu en réduisant la taille des éléments du maillage dans le chantier minier à 0.5 m. La taille des éléments dans le massif rocheux importe peu sur la sensibilité des résultats. Des éléments par défaut de 25 m de taille sont donc considérés pour la zone lointaine du chantier et des éléments de 2 m de taille sont considérés pour la zone proche du chantier. La figure 3.3 montre le maillage utilisé lors de la simulation d'un chantier minier vertical. On remarque aussi à partir de cette figure que le problème peut être traité par symétrie pour le cas d'un chantier vertical, ceci dans le but de réduire le temps de calcul.

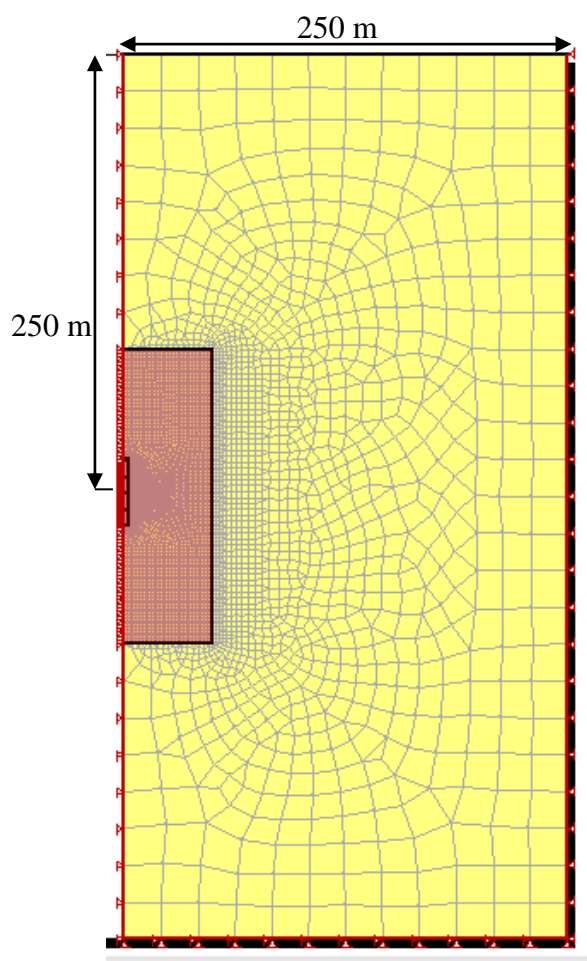


Figure 3.3: Maillage du modèle utilisé pour les simulations de chantiers miniers verticaux.

3.2.2 Étapes de modélisation

La modélisation du chantier minier à l'aide de SIGMA/W a été réalisée en imitant la séquence réelle d'un chantier remblayé (modèle initial, excavation et remblayage). Toutes les simulations numériques ont été réalisées suivant les étapes décrites dans la figure 3.4. Ainsi, l'initialisation des contraintes dans le massif rocheux se fait en première étape à l'aide de la solution de poids des terres (avec $K_r = \sigma_h/\sigma_v$). La deuxième étape consiste à excaver le chantier minier, qui sera remblayé par la suite en 4 couches successives (Étapes 3 à 6) afin d'obtenir un équilibre statique (comme suggéré par Li et Aubertin 2009c). Chaque couche de remblai fait 11 m de hauteur sauf pour la dernière couche qui fait 11.5 m de hauteur. Ainsi, un espace vide est laissé à la surface du chantier minier d'une hauteur de 0.5 m. L'effet de temps n'est pas pris en compte dans ces simulations menées avec le logiciel SIGMA/W.

Les dimensions des modèles présentés dans la figure 3.4 ont été réduites afin de pouvoir mieux représenter le chantier minier modélisé avec SIGMA/W. Les dimensions réelles considérées pour les simulations, sont présentées dans les figures 3.2 et 3.3. Le milieu du chantier minier se situe à une profondeur égale à 250 m de la surface.

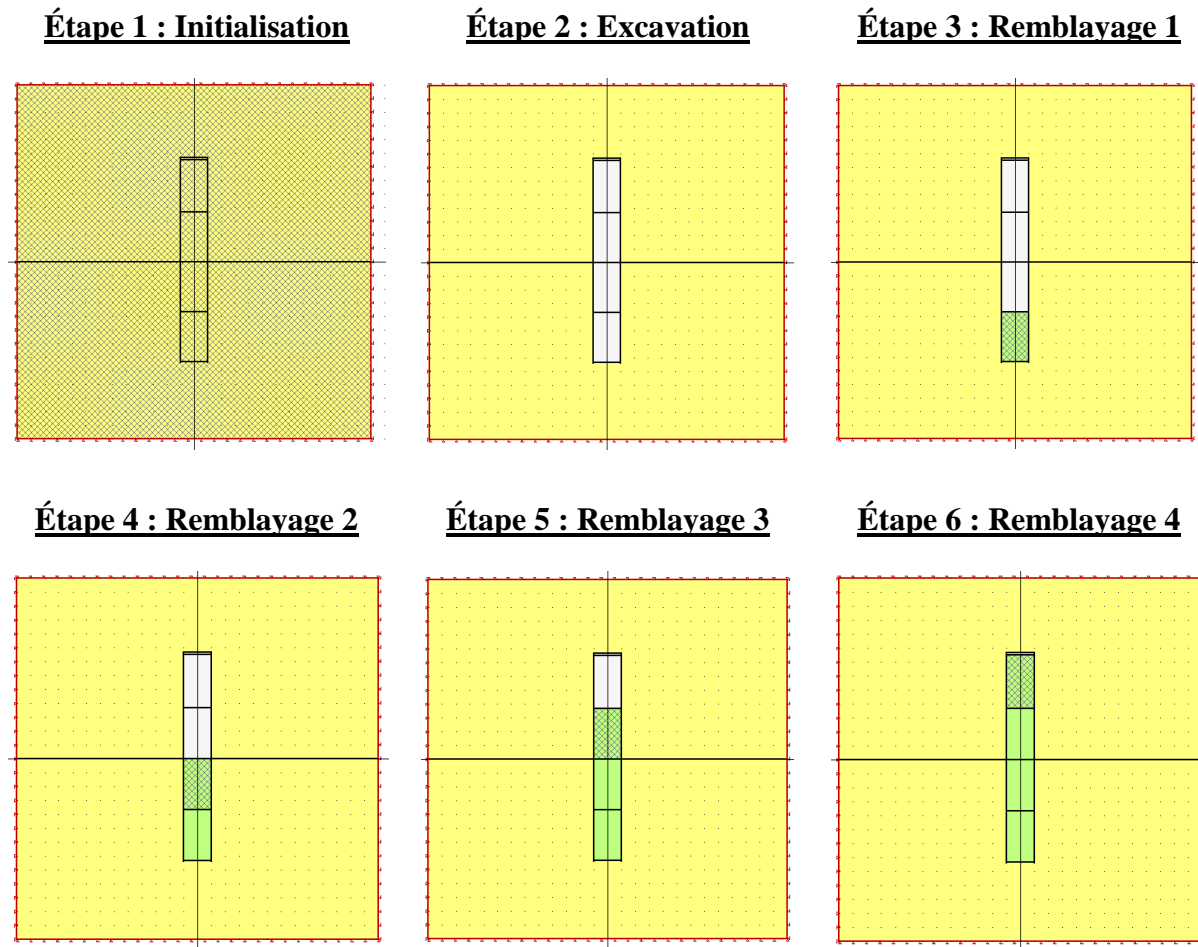


Figure 3.4: Étapes de modélisation d'un chantier minier vertical (couleur jaune = roche, couleur verte = remblai, zone hachurée = zone créée lors d'une étape).

3.2.3 Programme des simulations

À partir de la configuration de référence présentée précédemment, une série de simulations est réalisée en variant un paramètre à la fois pour évaluer son influence sur le coefficient de pression des terres K dans le remblai. Les différents cas simulés sont résumés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2: Simulations réalisées et les figures correspondantes

Cas	Géométrie		Remblai (elasto-plastique)					Roche (ela- lin)		Roche (elasto-plastique)						
	<i>B</i> (m)	<i>Incli</i> (°)	<i>E</i> (MPa)	μ	ϕ (°)	ψ (°)	<i>N</i> [°] (couches)	<i>E_r</i> (GPa)	μ_r	<i>E_r</i> (GPa)	μ_r	ϕ_r (°)	<i>C_r</i> (kPa)	ψ_r (°)	γ_r (kN/m ³)	<i>K_r</i>
Fig 3.7 (Réf¹)	6	90	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.8	VAR²	90	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.11	6	VAR	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.13	3	VAR	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.14	18	VAR	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.15	6	90	VAR	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.16	6	90	300	VAR	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.17	6	90	300	0.2	VAR	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.18	6	90	300	0.2	30	VAR	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.19	6	90	300	0.2	30	0	VAR	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.20	6	90	300	0.2	30	0	4	VAR	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.21	6	90	300	0.2	30	0	4	30	VAR	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.22	6	90	300	0.2	30	0	4	-	-	VAR	0.3	30	250	0	27	2
Fig 3.23	6	90	300	0.2	30	0	4	-	-	30	VAR	30	250	0	27	2
Fig 3.24	6	90	300	0.2	30	0	4	-	-	30	0.3	VAR	VAR	0	27	2
Fig 3.25	6	90	300	0.2	30	0	4	-	-	30	0.3	30	250	VAR	27	2
Fig 3.26	6	90	300	0.2	30	0	4	-	-	30	0.3	30	250	0	VAR	2
Fig 3.27	6	90	300	0.2	30	0	4	-	-	30	0.3	30	250	0	27	VAR
Fig 3.28	6	VAR	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2
Fig 3.29	6	VAR	300	0.2	30	0	4	30	0.3	-	-	-	-	-	27	2

¹ Réf = Cas de référence² VAR = variable

3.2.4 Validation du logiciel

SIGMA/W a été utilisé antérieurement par El Mkadmi (2012) pour évaluer le comportement du remblai dans les chantiers en tenant compte de l'effet du drainage et de la consolidation (voir aussi El Mkadmi et al. 2011a, 2011b, 2014). Une validation de ce logiciel a été réalisée et présentée à l'Annexe 1. Les résultats montrent que le logiciel SIGMA/W donne de bons résultats dans les roches par rapport aux résultats analytiques, mais on observe aussi une tendance qui montre des contraintes plus faibles proches des parois (autour d'une excavation cylindrique).

Ce logiciel considère les interfaces entre les matériaux comme étant solidaires (éléments attachés) et ne permet pas de spécifier les propriétés à l'interface entre deux matériaux comme le font d'autres codes numériques tels que FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, développé par Itasca (2002)). Cette limitation a également été identifiée par El Mkadmi (2012) qui a montré que SIGMA/W pouvait mener des contraintes plus faibles dans un chantier remblayé que celles obtenues avec FLAC pour le même modèle physique. Pour remédier à cette limitation, El Mkadmi (2012) a introduit une couche mince avec rigidité faible (Module de Young $E = 1$ MPa) entre le remblai et la roche. De cette manière, on permet la déformation de la couche mince et le déplacement du remblai à l'interface avec la roche, ce qui induit à une augmentation des contraintes au sein du remblai dans le bas du chantier.

Cette dernière approche n'a toutefois pas été appliquée dans le cadre de ce projet de recherche, puisque les ratios des contraintes horizontales sur les contraintes verticales obtenus par SIGMA/W sont sensiblement les mêmes que ceux obtenus avec FLAC, pour les mêmes modèles physiques, comme cela est montré à la figure 3.5. Cette figure présente les valeurs du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ le long de la ligne centrale d'un chantier vertical (figure 3.5(a)) et d'un chantier incliné (figure 3.5(b)) obtenues numériquement par SIGMA/W et FLAC. La configuration des modèles est la même que la configuration de référence présentée précédemment (section 3.2.1), sauf pour le cas incliné où $\alpha = 80^\circ$. Les valeurs du coefficient de pression des terres K obtenues par FLAC sont tirées à partir de la figure 4 de Li et Aubertin (2009c). La bonne corrélation entre les résultats des deux simulations numériques, en plus de la validation réalisée et présentée à l'Annexe 1, indique que le logiciel SIGMA/W peut être utilisé pour l'estimation du coefficient de pression des terres K dans les chantiers miniers.

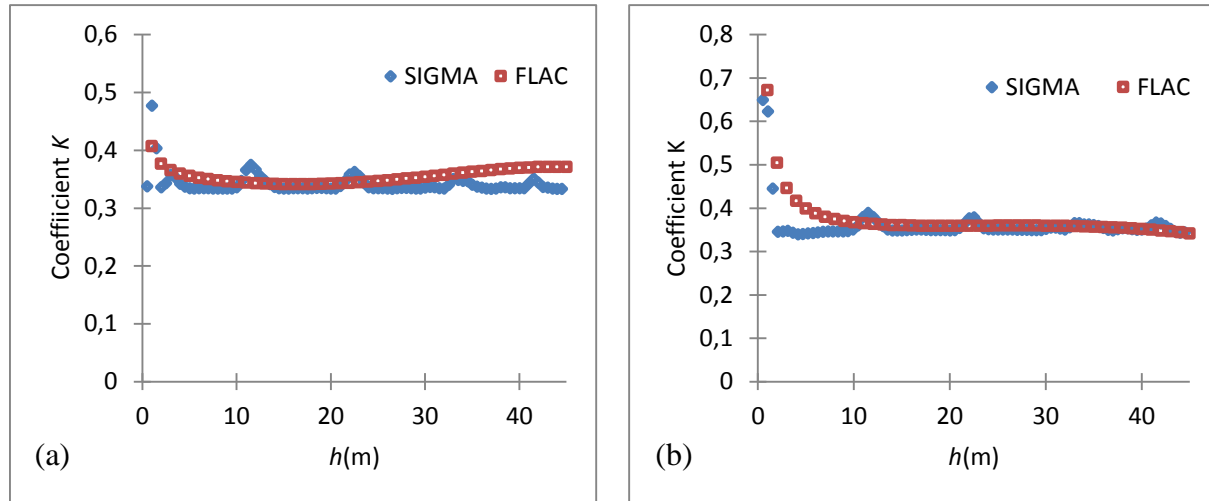


Figure 3.5: Comparaison entre la variation du coefficient de pression des terres K obtenues par SIGMA et FLAC (Li et Aubertin 2009c) le long de la ligne centrale d'un (a) chantier vertical et (b) chantier incliné ($\alpha = 80^\circ$). Les simulations numériques ont été réalisées avec $B = 6$ m, $\gamma = 18$ kg/m³, $E = 300$ MPa, $\mu = 0.2$, $\phi = 30^\circ$ et $\psi = 0^\circ$.

3.3 Résultats des simulations

3.3.1 Modèle de référence

La figure 3.6 présente la distribution des contraintes obtenue le long de la ligne centrale du chantier de référence (figure 3.6a) et les iso-contours des contraintes horizontale σ_h (figure 3.6b) et verticale σ_v (figure 3.6c) obtenus avec le code SIGMA/W. On observe bien la présence d'un effet d'arche qui se manifeste par une faible augmentation des contraintes avec la profondeur.

Le coefficient de pression des terres K le long de la ligne centrale du chantier minier est calculé selon le rapport entre les contraintes horizontale et verticale obtenues avec le code SIGMA/W ($K = \sigma_h/\sigma_v$); ces valeurs sont présentées dans la figure 3.7. Les contraintes horizontale σ_h et verticale σ_v sont les contraintes principales le long de l'axe central du chantier minier vertical. Avec un angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$ et un coefficient de Poisson $\mu = 0.2$, le coefficient

actif de Rankine (équation 2.52) K_a est égal à 0.33, le coefficient de Caceres (équation 2.35) $K_{Caceres}$ est égal à 0.35, le coefficient de Krynine (équation 2.58) $K_{Krynine}$ est égal à 0.6, tandis que le coefficient au repos K_0 est égal à 0.5 avec l'équation de Jaky (équation 2.47) et $(K_0)_\mu$ est égal à 0.25 avec l'équation due au coefficient de Poisson (équation 2.46). Les valeurs de ces différents coefficients sont également représentées dans la figure 3.7.

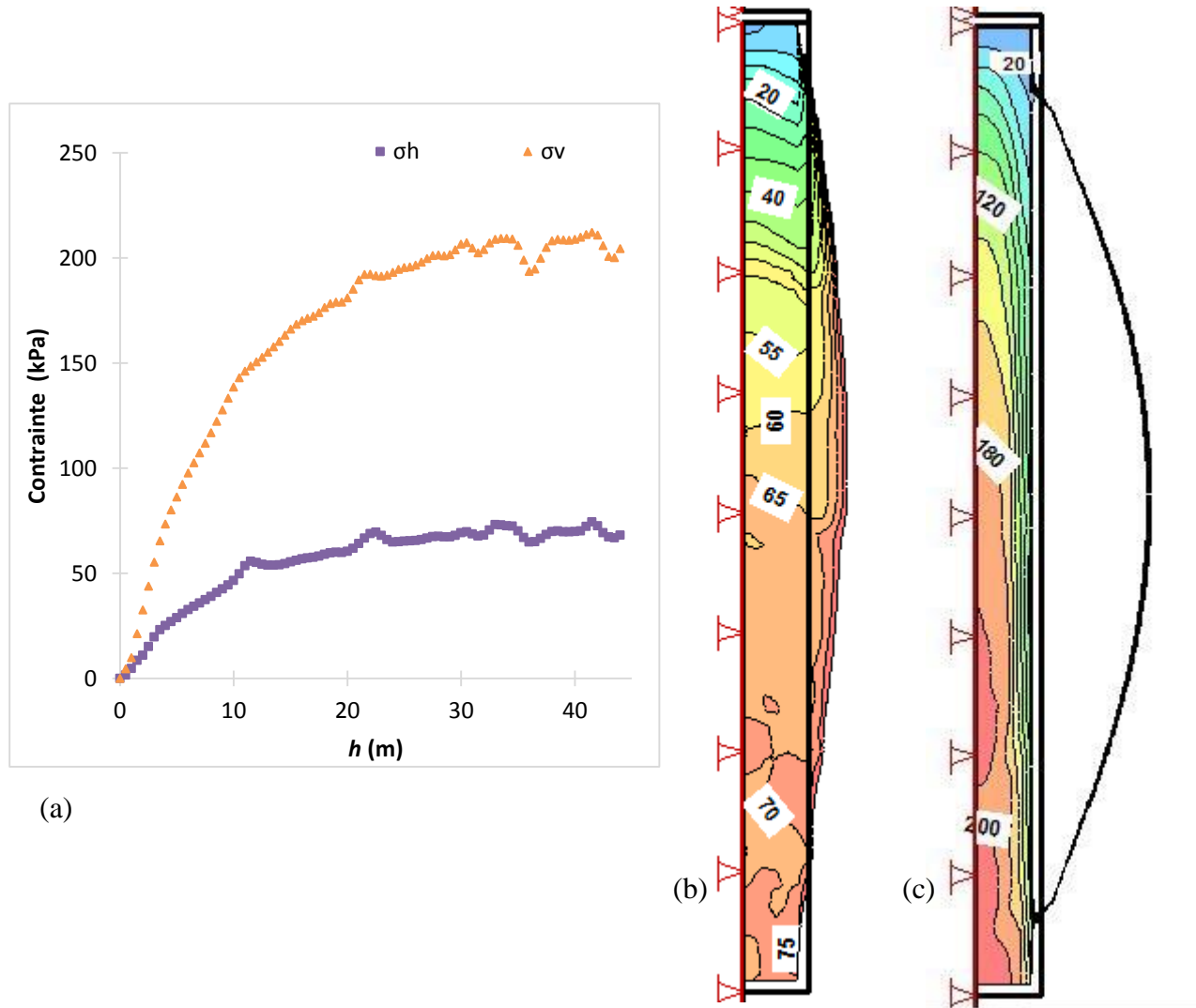


Figure 3.6: (a) Distribution des contraintes le long de la ligne centrale du chantier vertical de référence obtenue avec SIGMA/W. (b) Iso-contours de la contrainte horizontale σ_h dans le chantier minier de référence, à droite de l'axe de symétrie (incrément de 5 kPa). (c) Iso-contours de la contrainte verticale σ_v dans le chantier minier de référence (incrément de 20 kPa).

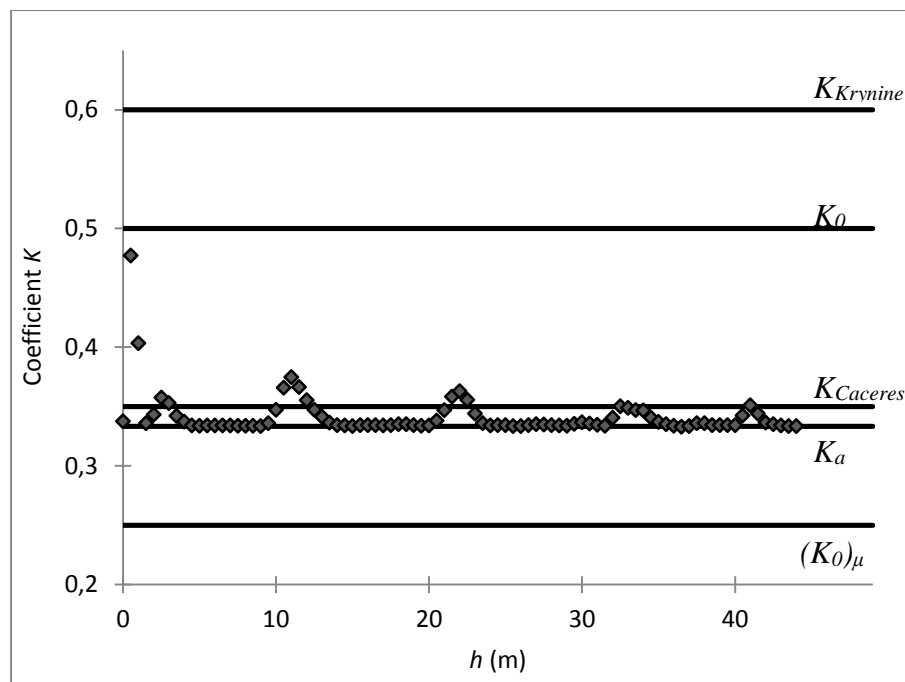


Figure 3.7: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du modèle de référence. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions analytiques citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

A partir de la figure 3.7, on observe que la valeur du coefficient K obtenue numériquement correspond bien au coefficient actif de Rankine K_a le long de la majeure partie de la ligne centrale verticale du chantier minier; on remarque également que la valeur du coefficient K tend vers le coefficient de Jaky au repos dans la partie supérieure du chantier. Vu que le remplissage du chantier est effectué par plusieurs couches en remblai, quelques pics sont observés tout au long de la courbe de variation du coefficient K . Ces derniers correspondent aux interfaces entre deux couches de remblai.

Les résultats numériques obtenus correspondent bien aux mesures rapportées par Thompson et al. (2012) à la mine Cayeli, où les contraintes effectives dans le remblai étaient proches de l'état actif dans la partie centrale inférieure d'un chantier minier tandis que la partie supérieure était proche de l'état de repos.

3.3.2 Effet de la géométrie du chantier

L'influence de la largeur B du chantier minier et de son angle d'inclinaison α sur la variation du coefficient K est évaluée. La figure 3.8 montre les résultats obtenus numériquement le long de la ligne centrale pour des chantiers de largeur variant entre 4 m et 10 m. On observe que le coefficient de pression des terres reste quasiment inchangé, peu importe la largeur du chantier considérée. Sa valeur est très proche du coefficient actif de Rankine K_a tout au long du chantier, excepté dans la partie à proximité de la surface. La valeur de K est relativement plus petite que le coefficient de Caceres $K_{Caceres}$, mais elle est largement surestimée par le coefficient de Jaky au repos K_0 et par le coefficient de Krynine $K_{Krynine}$. Elle est cependant sous-estimée par le coefficient au repos $(K_0)_\mu$ dû au coefficient de Poisson.

Si la largeur du chantier n'a pas énormément d'influence sur le coefficient de pression des terres K , celle-ci a toutefois une grande influence sur les contraintes comme montré à l'Annexe 2 et prédite par les solutions analytiques développées pour les chantiers verticaux (Aubertin et al 2003; Li et al 2005, 2006). La même tendance a été obtenue par Li et Aubertin (2009c).

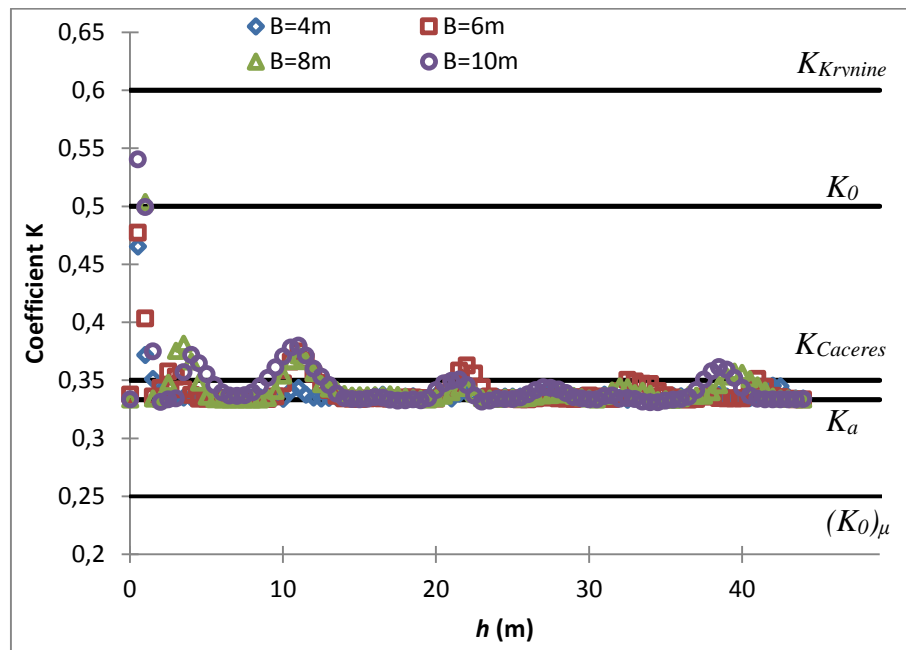


Figure 3.8: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différentes largeurs B . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

Pour le cas d'un chantier minier incliné, les contraintes horizontales σ_h et verticales σ_v ne sont plus, respectivement, les contraintes principales mineure σ_3 et majeure σ_1 le long de la ligne centrale inclinée du chantier, comme on peut l'observer à partir des figures 3.9 et 3.10. La figure 3.9 montre une comparaison entre la distribution des contraintes principales et la distribution des contraintes horizontale et verticale obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale d'un chantier incliné d'un angle $\alpha = 70^\circ$ avec les paramètres du modèle de référence. On observe que les valeurs de la contrainte horizontale σ_h sont plus grandes que celles obtenues pour la contrainte principale mineure σ_3 et que les valeurs de la contrainte verticale σ_v sont plus petites en comparaison avec les valeurs de la contrainte principale majeure σ_1 . Les iso-contours des contraintes horizontale et verticale présentés dans la figure 3.10 pour un chantier incliné de 70° montre également que la valeur de σ_h n'est plus la valeur minimale et que la valeur de σ_v n'est plus la valeur maximale le long de la ligne centrale inclinée du chantier.

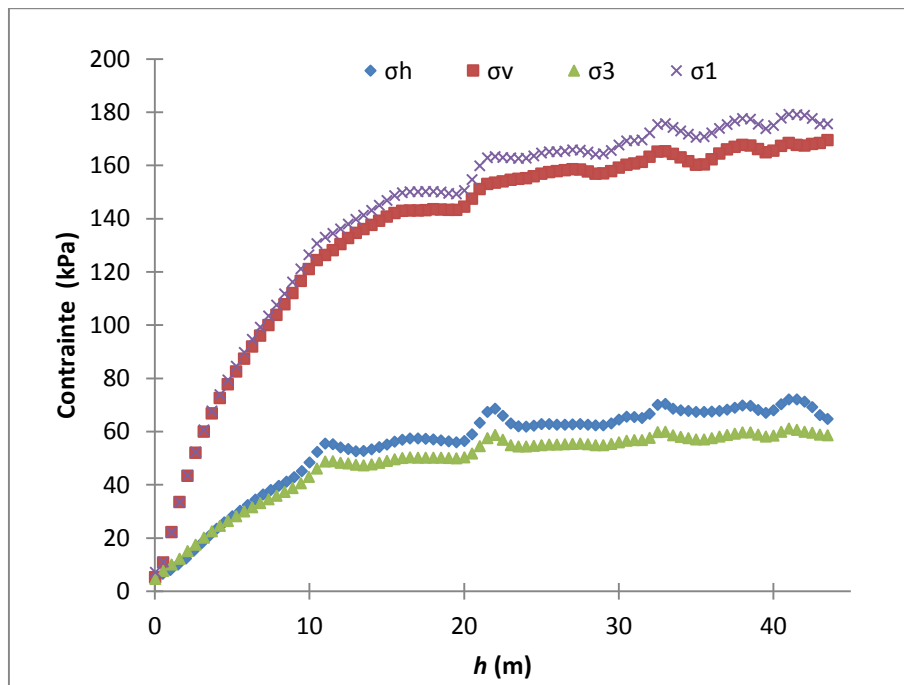


Figure 3.9: Distribution des contraintes horizontale σ_h et verticale σ_v et des contraintes principales mineure σ_3 et majeure σ_1 le long de la ligne centrale d'un chantier incliné de 70° par rapport à l'axe horizontal.

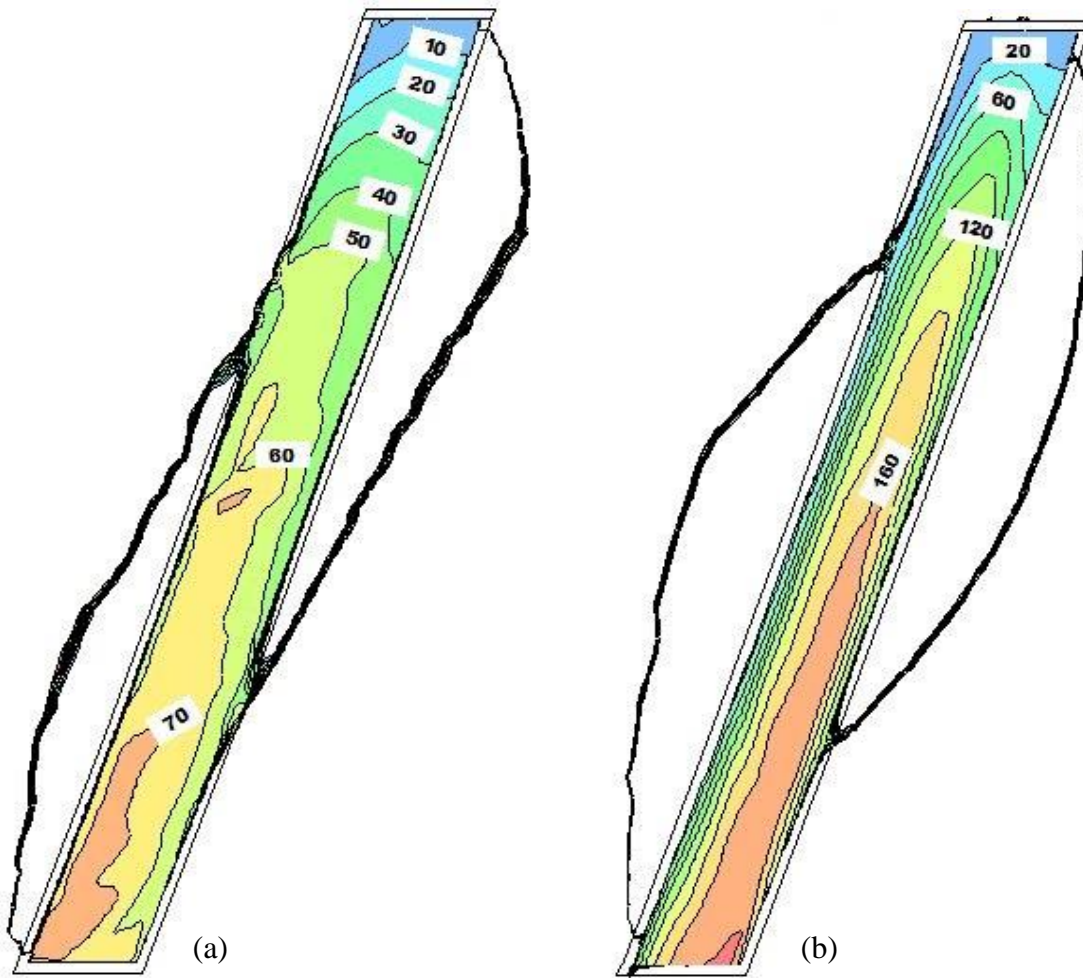


Figure 3.10: Iso-contours des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W pour un chantier incliné de 70° par rapport à l'axe horizontal. (Incréments de 10 kPa pour σ_h et de 20 kPa pour σ_v)

Pour ce qui est du coefficient de pression des terres K , les figures 3.11 et 3.12 montrent respectivement la variation de $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ et $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ le long de la ligne centrale inclinée d'un chantier minier de largeur $B = 6$ m avec des angles d'inclinaison allant de 50° à 90° . On remarque dans la figure 3.11 que le rapport $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ est très sensible à l'angle d'inclinaison du chantier minier. Celui-ci augmente significativement avec la diminution de l'angle d'inclinaison du chantier. Cela correspond bien aux résultats des simulations effectuées par Li et Aubertin (2009c) qui ont observé que la contrainte horizontale reste insensible à l'inclinaison du chantier minier tandis que la contrainte verticale diminue de façon considérable lorsque α diminue. Il est donc

prévisible que le rapport entre ces deux contraintes $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ augmente lorsque le chantier est plus incliné. Cela correspond aussi aux tendances observées numériquement par Li et al. (2012, 2013) pour les tranchées inclinées. En ce qui concerne les résultats obtenus, on remarque que le coefficient au repos $(K_0)_\mu$ sous-estime la valeur du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ pour tous les angles d'inclinaison considérés. Le coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspond cependant au coefficient actif de Rankine K_a le long de la ligne centrale d'un chantier vertical ($\alpha = 90^\circ$), au coefficient de Caceres le long de la ligne centrale d'un chantier incliné de 80° , au coefficient de Jaky au repos K_0 le long de la ligne centrale d'un chantier incliné de 60° et au coefficient de Krynine $K_{Krynine}$ le long de la ligne centrale d'un chantier incliné de 50° .

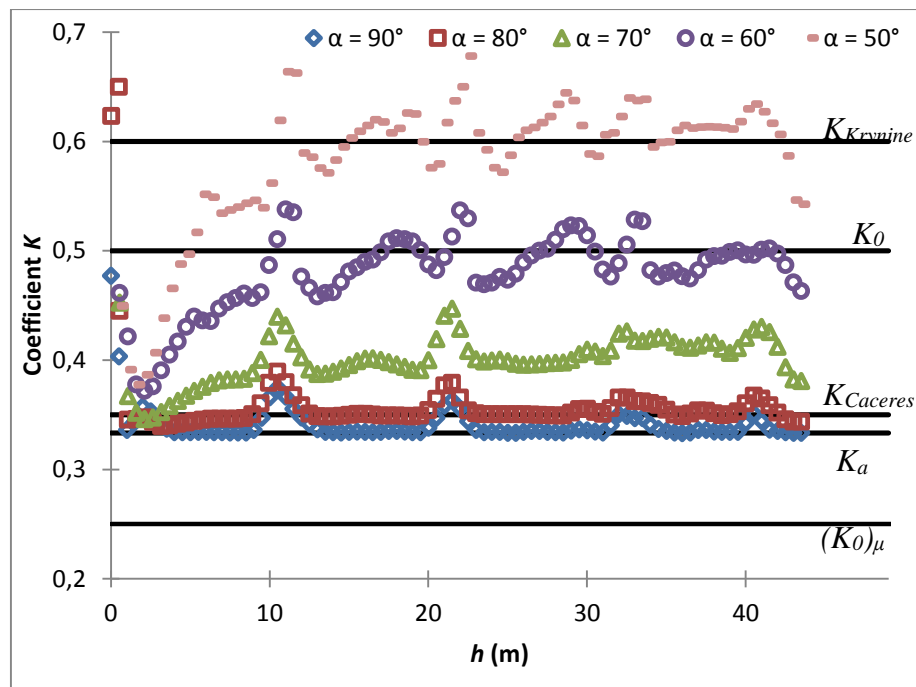


Figure 3.11: Variation du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

La variation du rapport des contraintes principales $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ le long de la ligne centrale du chantier pour différents angles d'inclinaison α est présentée dans la figure 3.12. Les résultats

montrent que ce coefficient $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ est égal au coefficient K_a tout le long de l'axe centrale incliné du chantier minier, sauf dans la partie supérieure à proximité de la surface. Ceci indique que le remblai est dans un état actif le long de la ligne centrale du chantier même lorsque celui-ci est incliné.

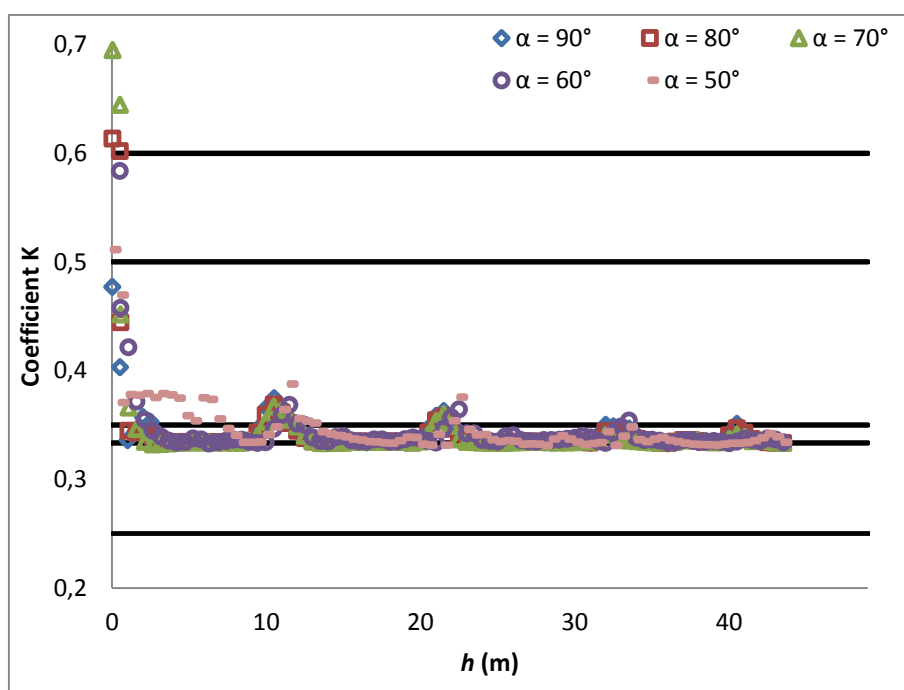


Figure 3.12: Variation du rapport $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

L'influence de l'angle d'inclinaison α sur le coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ a été évaluée pour d'autres chantiers miniers avec d'autres largeurs. Les figures 3.13 et 3.14 présentent respectivement la variation du coefficient de $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ pour différents angles d'inclinaison le long de la ligne centrale d'un chantier minier étroit de largeur $B = 3$ m et d'un chantier minier large de largeur $B = 18$ m. En ce qui concerne le chantier minier de 3 m de largeur, les mêmes tendances sont observées en comparaison aux résultats présentés précédemment pour un chantier de référence de 6 m de largeur, à l'exception des pics entre les couches de remblai qui ont tendance à devenir plus

accentués dans le cas du chantier étroit. Ces pics sont moins observables ou inexistants pour le cas du chantier de 18 m de largeur. Dans ce dernier, on observe que la valeur du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ reste presque inchangée dans la couche supérieure du chantier peu importe l'angle d'inclinaison considéré et prend une valeur moyenne de 0.4. Dans le reste du chantier, la valeur du coefficient K augmente avec la diminution de l'angle d'inclinaison.

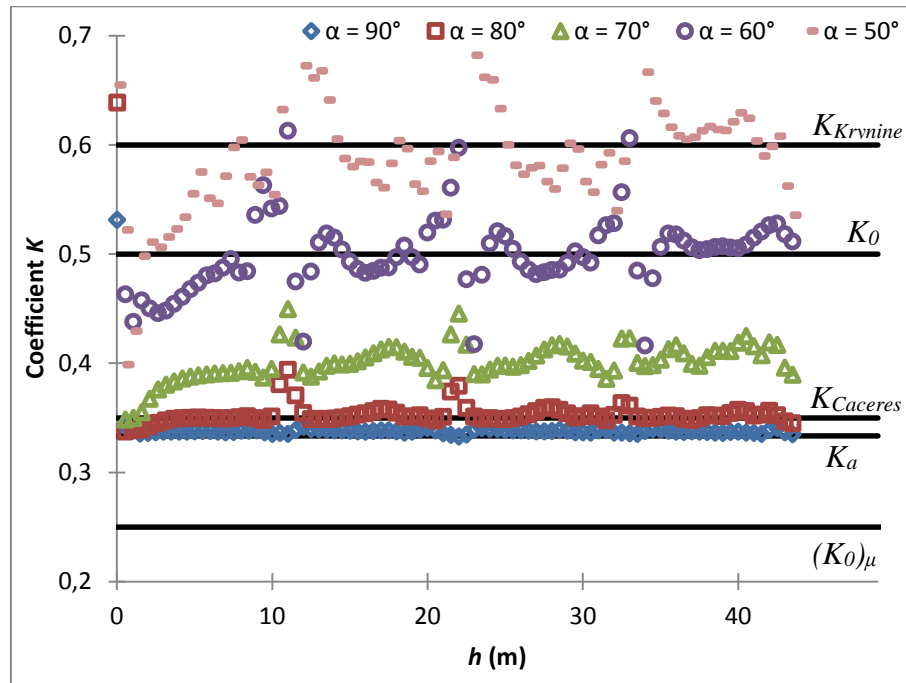


Figure 3.13: Variation du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 3$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

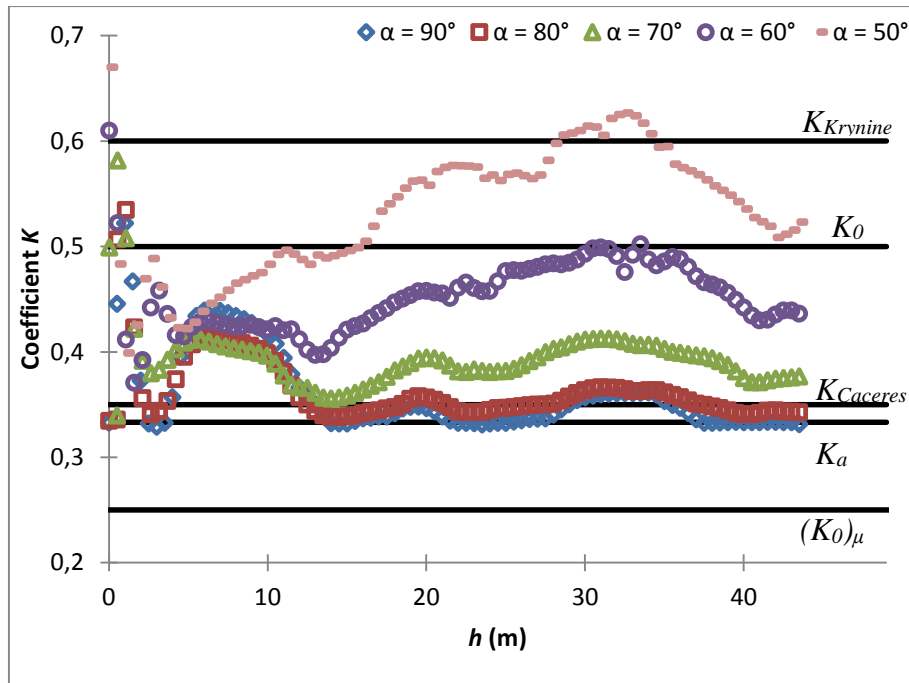


Figure 3.14: Variation du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 18$ m) pour différents angles d'inclinaison α . Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

A partir des dernières figures, on observe que le coefficient $K_{Caceres}$ (équation 2.35) proposé par Caceres (2005) pour déterminer le rapport entre les contraintes horizontale σ_h et verticale σ_v pour les chantiers miniers inclinés, correspond en effet au coefficient K le long de la ligne centrale d'un chantier incliné de 80° seulement. Le coefficient $K_{Caceres}$ sous-estime la valeur de K pour les chantiers inclinés d'un angle inférieur à 80° avec les paramètres utilisés dans cette analyse, résumés dans le tableau 3.2.

3.3.3 Effet des propriétés du remblai minier pour un chantier vertical

L'influence du module de Young E du remblai, de son coefficient de Poisson μ , de son angle de frottement interne ϕ et de son angle de dilatance ψ sur la variation du coefficient de pression des terres K est évaluée.

Les simulations numériques (voir tableau 3.2 pour les détails) ont montré que le module de Young E du remblai n'a aucune influence sur le coefficient de pression des terres K le long de la ligne centrale du chantier minier (figure 3.15). Encore une fois, le rapport entre les contraintes horizontales et verticales est mieux décrit par le coefficient actif de Rankine K_a . Il est sous-estimé par le coefficient au repos dû au coefficient de Poisson $(K_0)_\mu$ et largement surestimé par le coefficient de Jaky au repos K_0 et par le coefficient de Krynine $K_{Krynine}$.

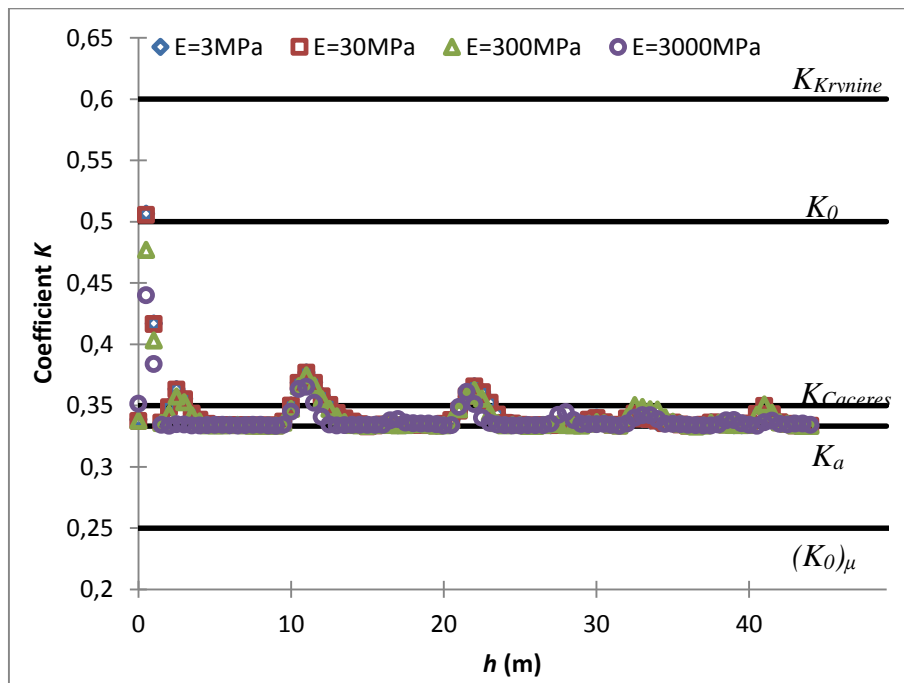


Figure 3.15: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents modules E du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

La figure 3.16 montre la variation du coefficient de pression des terres K le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ du remblai (μ et ϕ sont considérés comme des paramètres indépendants). On observe que le coefficient K est insensible au coefficient de Poisson μ du remblai tant que celui-ci ne dépasse pas 0.3. Il est égale au coefficient actif de Rankine K_a le long du chantier, qui dans ce cas est égale à $(K_0)_\mu$ avec $\mu = 0.25$.

Lorsque le coefficient de Poisson dépasse 0,3, le coefficient de pression des terres croît considérablement. Les valeurs du coefficient $(K_0)_\mu$ exprimé en fonction du coefficient de Poisson μ sont également représentées dans la figure 3.16 pour comparer les résultats. Comme on peut observer, le coefficient $(K_0)_\mu$ surestime la valeur du coefficient K lorsque $\mu > 0,3$.

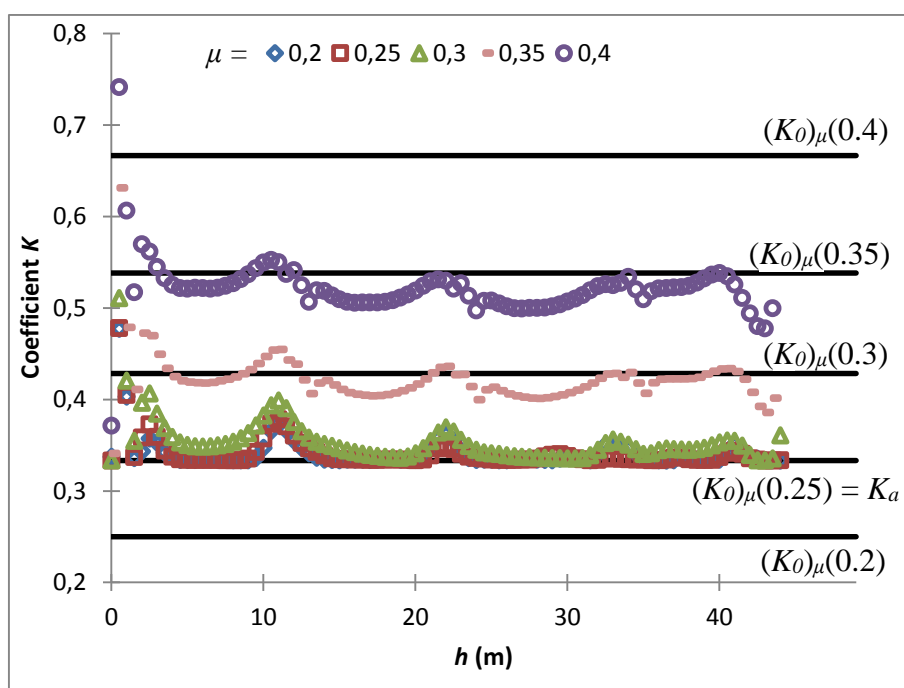


Figure 3.16: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier pour différents coefficients de Poisson μ du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir du coefficient au repos dû au coefficient de Poisson $(K_0)_\mu$ sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

L'angle de frottement interne ϕ du remblai influence significativement la variation du coefficient K le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé (figure 3.17). Il a été montré précédemment que le coefficient actif de Rankine K_a est celui qui décrit le mieux la variation de K pour le modèle de référence où $\phi = 30^\circ$. La même tendance est observée lorsqu'on varie l'angle de frottement interne ϕ du remblai entre 10° et 40° . Dans les quatre cas simulés, le coefficient K correspond à la valeur du coefficient actif de Rankine K_a . On observe aussi que les pics entre les

couches du remblai deviennent moins prononcés avec la diminution de l'angle de frottement interne ϕ du remblai.

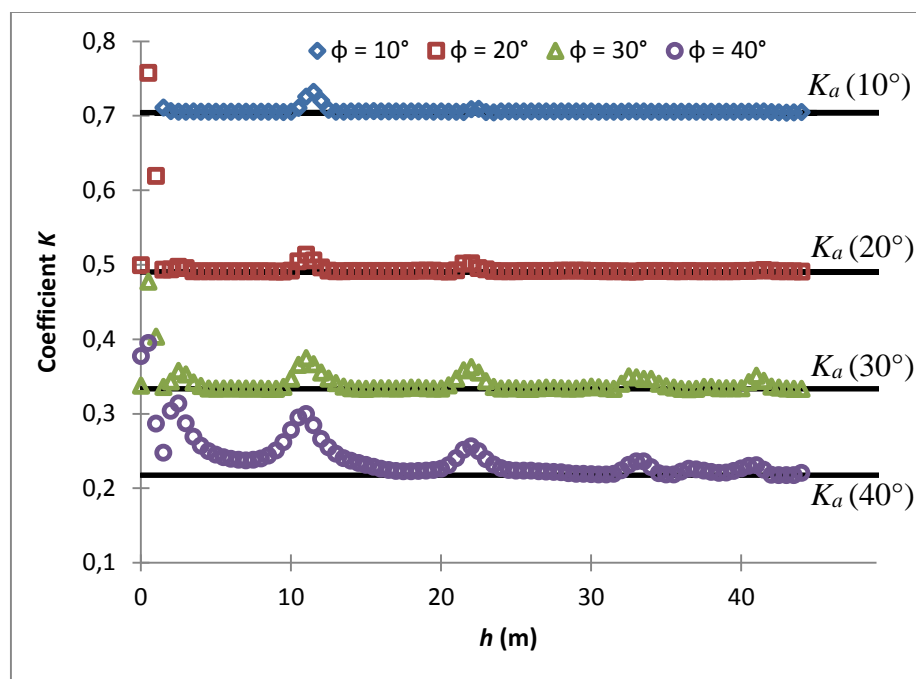


Figure 3.17: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents angles de frottement internes ϕ du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir du coefficient actif de Rankine K_a sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

Il a été observé par Li et Aubertin (2009c) que l'angle de dilatançe ψ du remblai a un effet considérable sur la répartition des contraintes dans les chantiers miniers. Quant à l'influence de ce dernier sur le coefficient de pression des terres K le long de la ligne centrale d'un chantier minier, elle est montrée dans la figure 3.18. Les résultats indiquent que la valeur du coefficient K augmente de manière significative avec la valeur de ψ . On observe aussi des oscillations qui sont liées à la méthode de remblayage par étapes du chantier. Ces oscillations sont de plus en plus grandes lorsque l'angle de dilatançe ψ est important. On peut observer clairement l'existence de 4 couches de remblai lorsque ψ dépasse les 15° . La valeur maximale du coefficient K dans chaque couche est située à la mi-hauteur de celle-ci, à l'exception de la couche supérieure où K atteint des valeurs très élevées à proximité de la surface du chantier, dépassant même la valeur du coefficient passif de Rankine K_p . Avec un angle de dilatançe élevé, la procédure du remblayage

du chantier minier a certainement un effet significatif sur la variation du coefficient de pression des terres K le long de la ligne centrale. Aucune des équations existantes pour déterminer le coefficient de pression des terres ne représente cet effet.

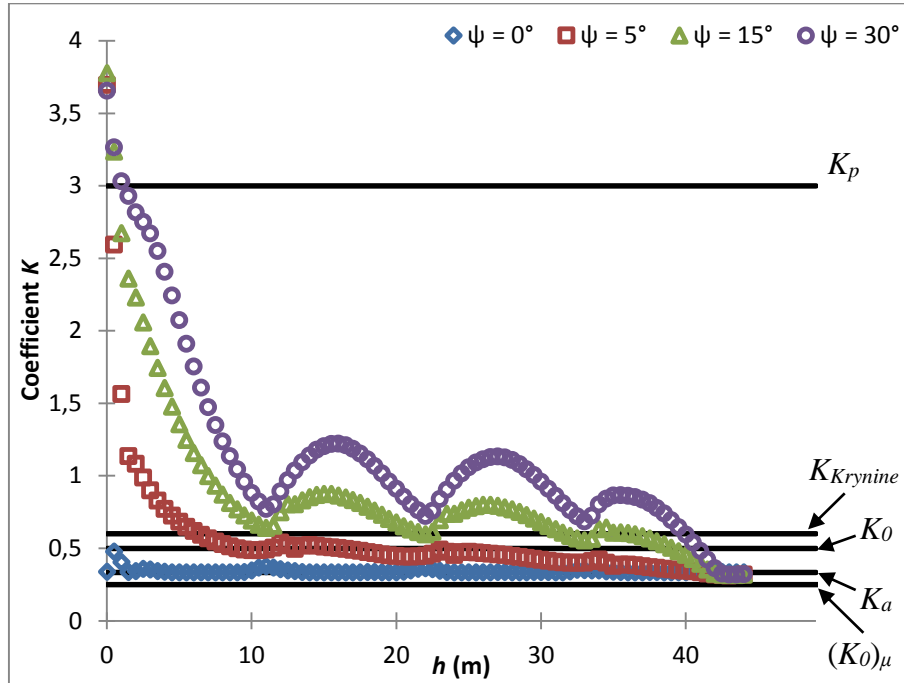


Figure 3.18: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents angles de dilatance ψ du remblai. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

3.3.4 Effet de la méthode de remplissage du chantier minier vertical

La méthode de remplissage du chantier a été examinée par Li et Aubertin (2009c). Ils ont comparé la distribution des contraintes obtenue numériquement dans un chantier minier remblayé avec une seule couche par un procédé pseudo-dynamique (Li et al. 2003), à celle obtenue numériquement avec une seule couche par un remblayage pseudo-statique (Li et al. 2007) et à celles obtenues numériquement par un remplissage en plusieurs couches. Tel que rapporté par Li et Aubertin (2009c), les méthodes de remplissage en une seule couche ont tendance à surestimer les valeurs de contraintes dans le chantier minier, tandis que les approches de remblayage en plusieurs couches donnent des résultats plus précis. Comme cité précédemment, le choix s'est

porté sur un remblayage en 4 couches pour le modèle de référence parce qu'aucun changement significatif n'a été constaté sur la variation des contraintes lors de l'ajout de couches supplémentaires. Li et Aubertin (2009c) ont également adopté un remblayage en 4 couches pour faire leurs simulations parce que cette approche donne des résultats stables.

Pour évaluer l'influence de la méthode de remplissage sur la variation du coefficient de pression des terres K , différentes approches de remblayage sont simulées incluant un remblayage en une seule couche, ainsi que trois autres remblayages à plusieurs étapes comprenant respectivement 2, 4 et 10 couches de remblai. Il convient de noter que SIGMA/W utilise un procédé pseudo-statique pour les simulations. La figure 3.19 montre les résultats obtenus à partir de ces simulations. La principale observation qu'on peut faire est que les oscillations sont plus fréquentes lorsque le nombre de couches est plus grand. Ceci est tout à fait normal parce que chaque oscillation correspond à une couche du remblai. La procédure de remplissage n'a pas un effet considérable sur la variation du coefficient K le long de la ligne centrale du chantier minier.

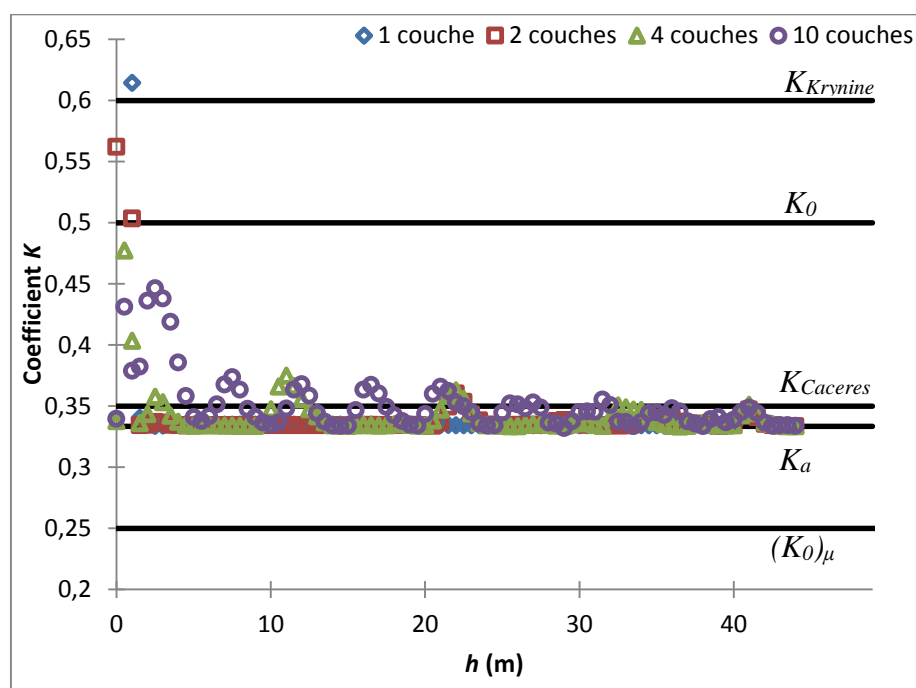


Figure 3.19: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents méthodes de remplissage. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

3.3.5 Effet des propriétés de la roche pour un chantier vertical

Dans un premier temps, la roche entourant le chantier minier est considérée comme étant homogène, isotrope et ayant un comportement linéaire élastique caractérisé par le module de Young E_r et le coefficient de Poisson μ_r . L'influence de ces deux paramètres sur le coefficient de pression des terres K est évaluée à l'aide de SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier. Les valeurs de référence considérées sont $E_r = 30$ GPa et $\mu_r = 0.3$. Les figures 3.20 et 3.21 représentant respectivement la variation du coefficient K pour différentes valeurs du module E_r et μ_r , indiquent clairement que ces deux paramètres n'ont aucune influence sur le coefficient de pression des terres le long de la ligne centrale du chantier. Le coefficient K reste égale au coefficient actif de Rankine K_a peu importe la valeur considérée. Ceci est expliqué par le fait que les déformations dans la roche lors de l'excavation du chantier minier sont relâchées avant le remblayage de ce dernier.

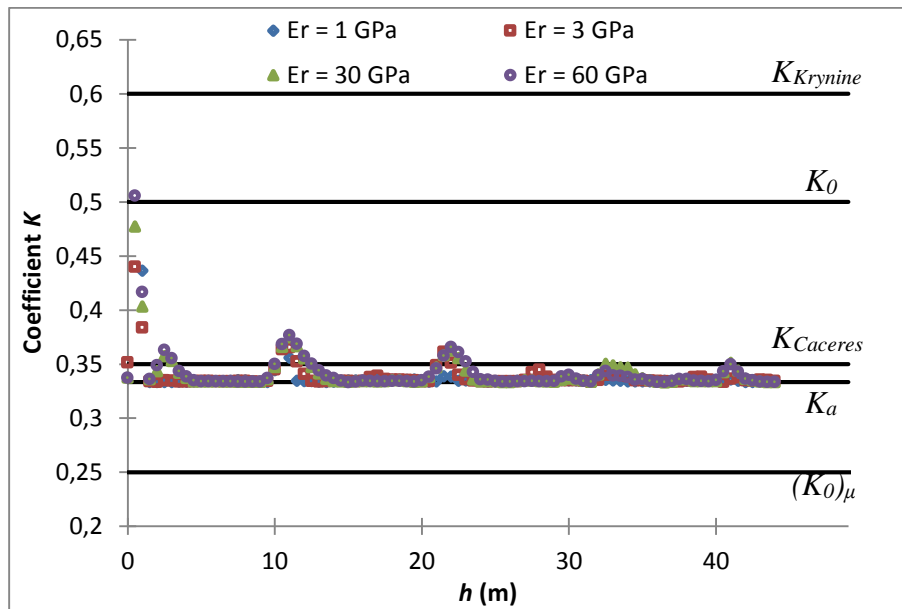


Figure 3.20: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents modules E_r de la roche linéaire élastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

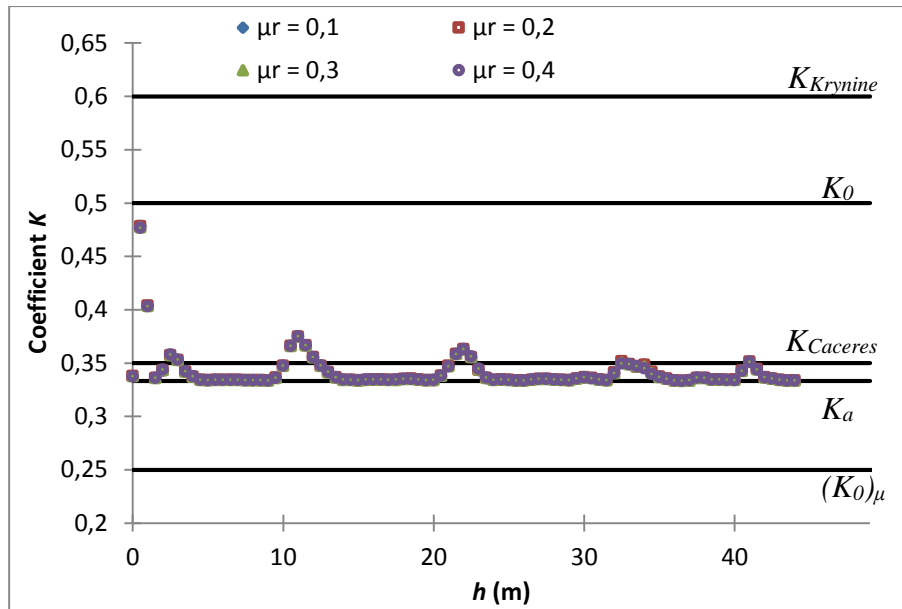


Figure 3.21: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents coefficients de Poisson μ_r de la roche linéaire élastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

Dans un second temps, la roche est considérée homogène et isotrope, ayant un comportement élasto-plastique défini par le module de Young E_r , le coefficient de Poisson μ_r , la cohésion c_r , l'angle de frottement interne ϕ_r et l'angle de dilataance ψ_r . L'influence de ces paramètres sur le coefficient de pression des terres K est évaluée. À cet effet, une configuration de référence pour la roche élasto-plastique est considérée avec les valeurs suivantes: $E_r = 30$ GPa, $\mu_r = 0,3$, $\phi_r = 30^\circ$, $c_r = 250$ kPa et $\psi_r = 0^\circ$. Les figures 3.22 à 3.25 montrent que ces derniers paramètres n'ont aucun effet sur la variation de K le long de la ligne centrale du chantier minier. Celui-ci est toujours égal au coefficient actif de Rankine K_a . On note que la cohésion de la roche c_r et son angle de frottement interne ϕ_r sont évalués simultanément parce qu'ils définissent la qualité de la roche. Pour chaque qualité de roche, les valeurs moyennes de ces deux paramètres sont considérées (tableau 3.3). Encore une fois, le relâchement des déformations de la roche avant le remblayage du chantier fait en sorte que les paramètres de la roche n'influencent en aucune manière le coefficient K .

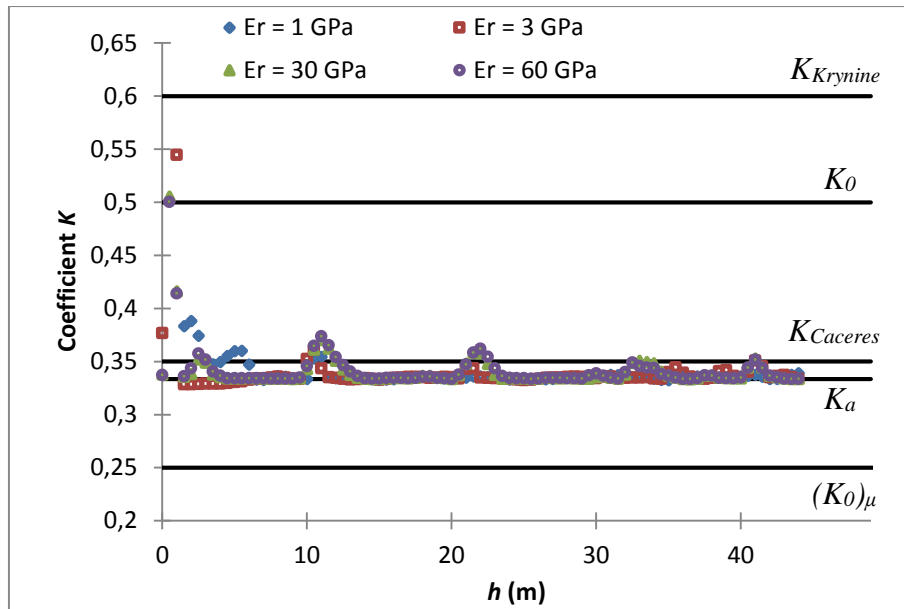


Figure 3.22: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents modules E_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

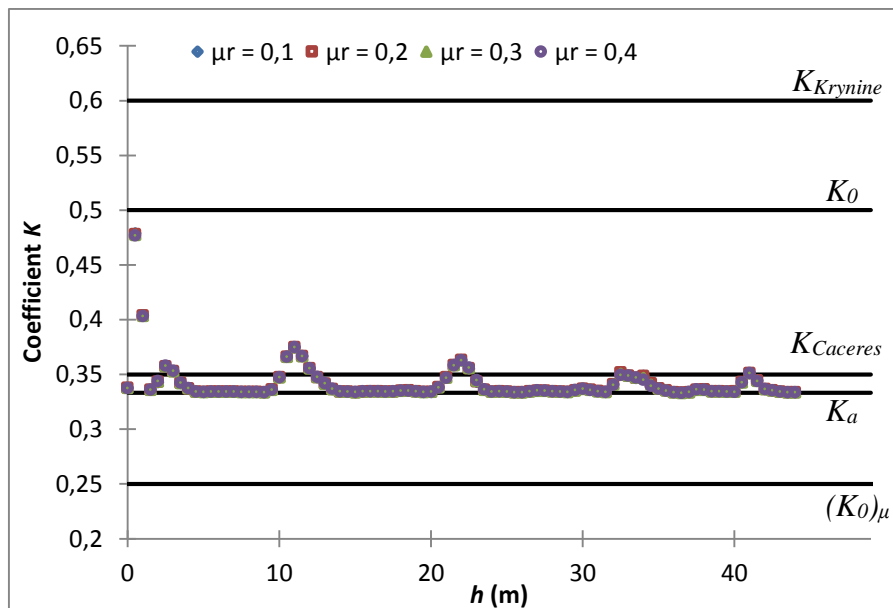


Figure 3.23: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents coefficients de Poisson μ_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenus à partir des différentes expressions sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

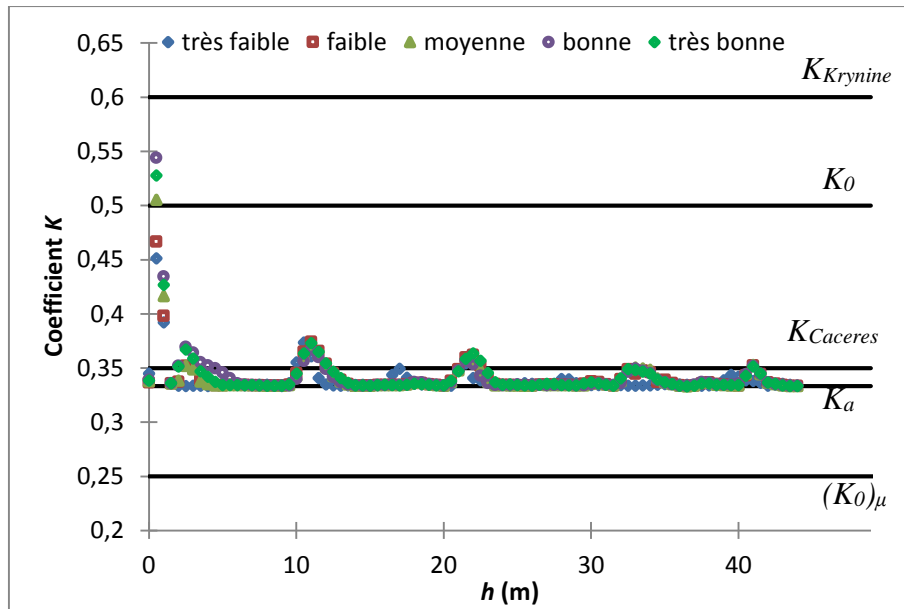


Figure 3.24: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différentes qualités de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

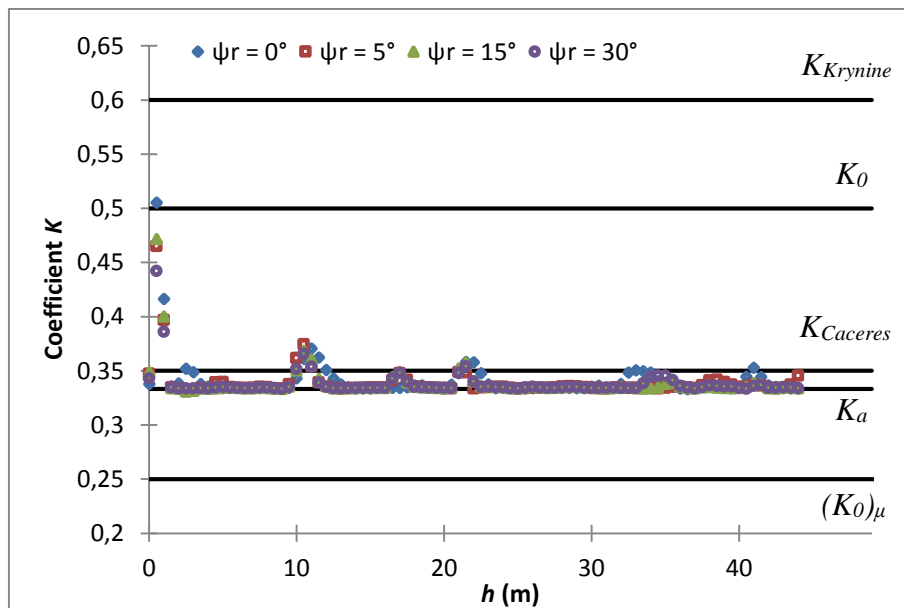


Figure 3.25: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents angles de dilataance de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.3: Les différentes qualités de roche et les valeurs de la cohésion c_r et de l'angle de frottement interne ϕ_r correspondantes (d'après Bieniawski 1989).

Qualité de la roche	Très bonne	bonne	moyenne	faible	Très faible
Cohésion c_r (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Angle de frottement interne ϕ_r (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

L'influence du poids volumique γ_r de la roche et de son coefficient de pression des terres K_r sur le coefficient K le long de la ligne centrale du chantier minier est également évaluée. Encore une fois, aucune différence n'est observée en variant les deux précédents paramètres (figures 3.26 et 3.27) pour les mêmes raisons citées précédemment. Le coefficient K est égal au coefficient actif de Rankine K_a .

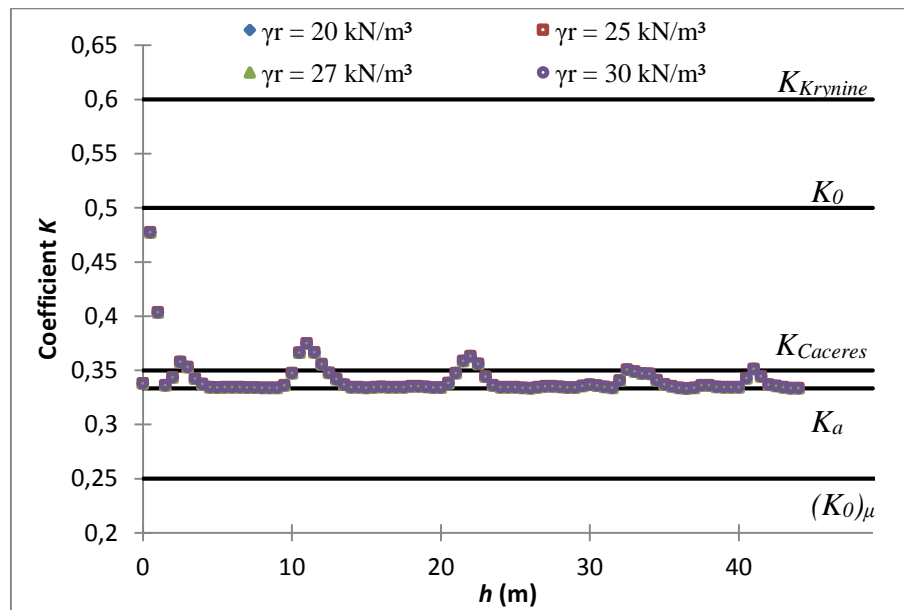


Figure 3.26: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents poids volumiques γ_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

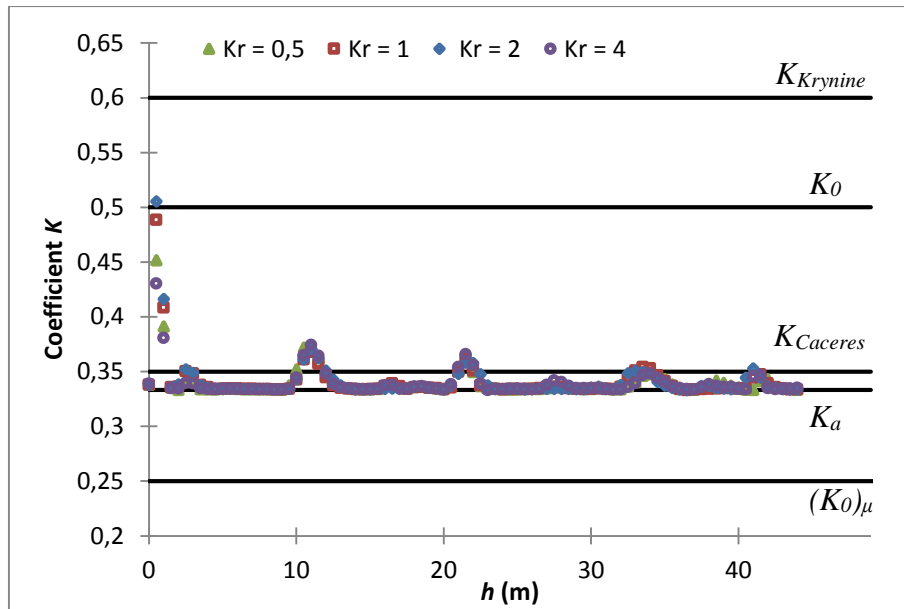


Figure 3.27: Variation du coefficient de pression des terres K obtenue numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier vertical pour différents coefficients K_r de la roche élastoplastique. Les valeurs de K obtenues à partir des expressions citées précédemment sont également représentées. Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

3.4 Nouvelle équation pour la détermination du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ dans les chantiers inclinés

Les résultats numériques présentés dans la section précédente indiquent que le coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ est très sensible à l'angle d'inclinaison α du chantier minier. Cependant, aucune des expressions existantes pour la détermination du coefficient K ne tient compte de l'inclinaison de la paroi du chantier.

L'expression suivante (équation (3.1), inspirée de Ting et al. (2011) (équation (2.37)), est proposée pour estimer le coefficient de pression des terres K en fonction de l'angle d'inclinaison α du chantier minier et de l'angle de friction interne ϕ du remblai.

$$K_m' = \frac{1 + K_a}{2} + \frac{1 - K_a}{2} \cos 2\alpha \quad (3.1)$$

Lorsque le chantier minier est vertical ($\alpha = 90^\circ$), le coefficient K_m' devient égal au coefficient actif de Rankine K_a (équation (2.52)).

La figure 3.28 montre une comparaison entre les K_m' calculés avec l'équation (3.1) et le coefficient de pression des terres K obtenu numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier pour différents angles d'inclinaison. Les propriétés du remblai et de la roche sont les mêmes que celles du modèle de référence ($\phi = 30^\circ$). On remarque qu'une bonne corrélation existe entre l'équation proposée et les simulations numériques pour α variant entre 50° et 90° .

Pour tester la viabilité de l'équation proposée, d'autres simulations numériques sont réalisées à l'aide de SIGMA/W en utilisant un angle de friction interne $\phi = 20^\circ$ pour le remblai. Les résultats de ces simulations complémentaires sont présentés dans la figure 3.29. Encore une fois, une bonne corrélation est obtenue entre les coefficients de pression des terres calculés avec l'équation (3.1) et ceux obtenus par la modélisation numérique.

Les résultats indiquent donc que l'équation proposée (3.1) peut être utilisée pour déterminer le coefficient de pression des terres le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé incliné ou vertical. On note que cette équation est valide seulement pour un remblai non cohésif présentant un angle de dilatance nul et un coefficient de Poisson inférieur à 0.3.

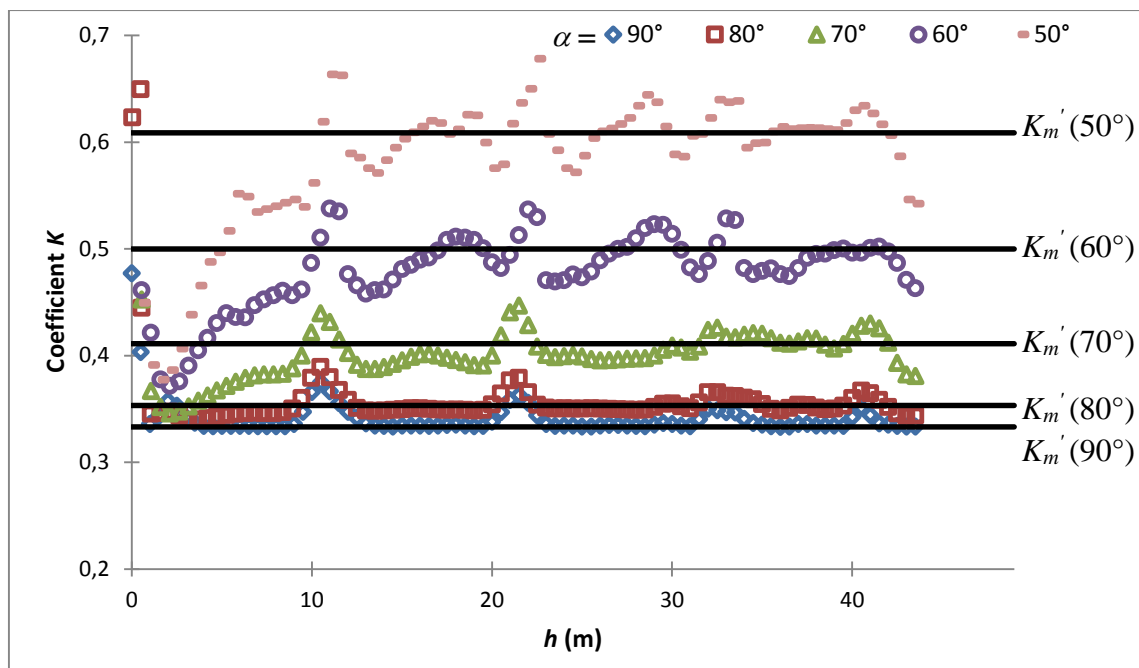


Figure 3.28: Comparaison entre les K'_m et les coefficients K obtenus numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α ($\phi = 30^\circ$). Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

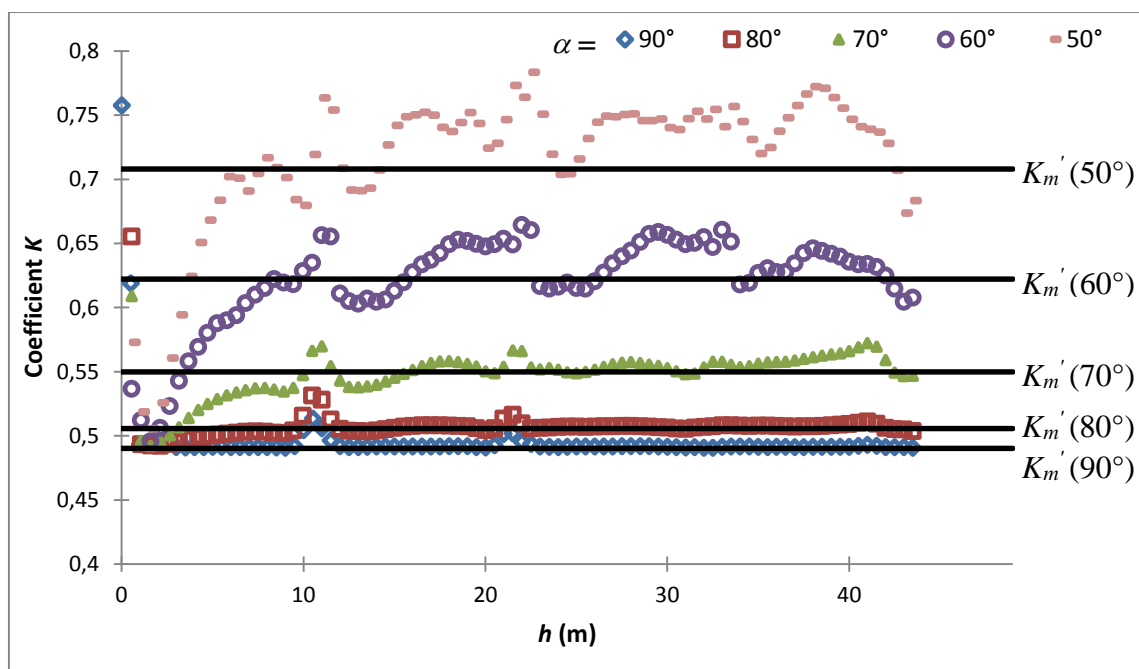


Figure 3.29: Comparaison entre les K'_m et les coefficients K obtenus numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier ($B = 6$ m) pour différents angles d'inclinaison α ($\phi = 20^\circ$). Les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 3.2.

3.5 Discussion

Les résultats des simulations numériques présentés dans ce chapitre indiquent que le coefficient actif de Rankine K_a peut être appliqué pour décrire le coefficient de pression des terres K le long de la ligne du centre des chantiers remblayés verticaux, à l'exception de la partie à proximité de la surface du remblai qui semble être proche d'un état de repos.

Comme indiqué précédemment, les mêmes tendances ont été observées par des mesures de terrain à la mine Cayeli (Thompson et al. 2012). D'autres résultats expérimentaux similaires ont été signalés à la mine Red Lake de Goldcorp Inc. (Hughes et al. 2010) ou pour des tests en laboratoire (Ting et al. 2012).

Ces résultats numériques et expérimentaux peuvent sembler aller à l'encontre de l'intuition première, comme on pourrait s'attendre à ce qu'un état de repos se produise dans le remblai ($K = K_0$) parce que les parois du chantier minier remblayé sont très rigides et donc resteront presque fixes et ne présenteront pas de mouvement (Li et al. 2003). Un rappel des notions sur le coefficient K présenté dans le chapitre 2 a permis de remettre en évidence le fait qu'un sol ou remblai est en état de repos si et seulement si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- Le sol ou le remblai est initialement en état de repos avant la création d'une excavation ou suite à sa mise en place.
- Les murs de la structure de confinement ne bougent pas

Sans connaître l'état initial du remblai déposé dans un chantier, on ne peut pas lui attribuer un état selon les déplacements des murs. Si le remblai est en état ultime ou de plasticité, il serait soit en état actif ou en état passif. Ce dernier est possible lorsque le remblai est en état ultime causée par la convergence des parois où la contrainte horizontale serait plus grande que la contrainte verticale. Pour notre cas, les parois sont très rigides et les déplacements sont très limités, la contrainte horizontale est pour la plupart des cas, inférieure à la contrainte verticale. Un état actif est plus plausible.

La figure 3.30 montre que l'état plastique est atteint dans la plupart des points du remblai après remblayage complet du chantier. Cela explique bien l'état actif du remblai le long de la ligne verticale centrale du chantier.

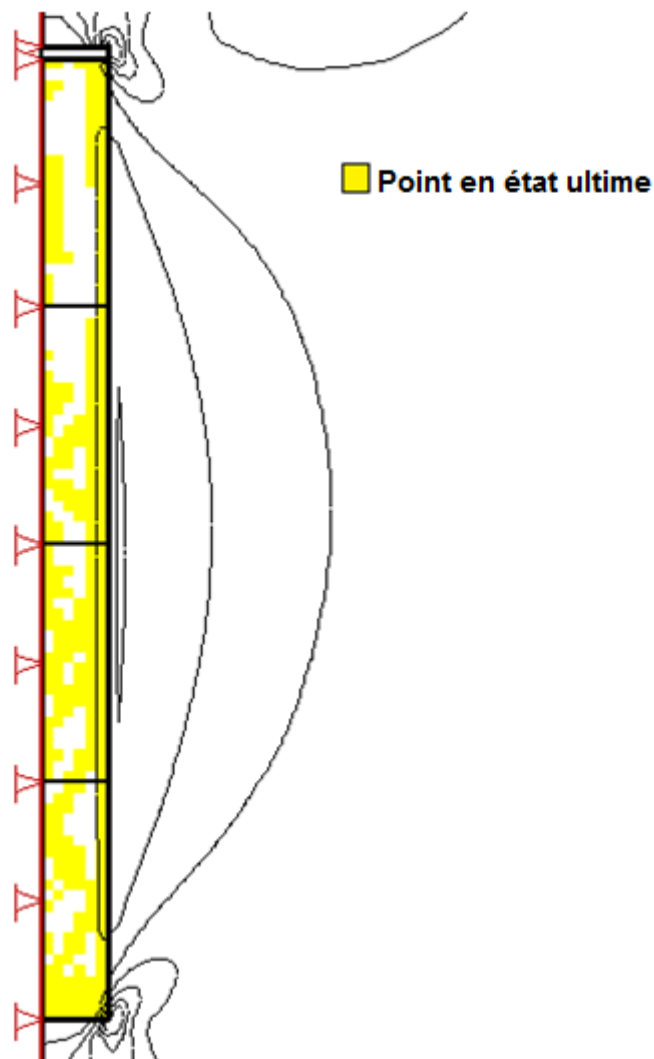


Figure 3.30: Les points du chantier minier en état ultime (état plastique) obtenus par SIGMA/W.

L'atteinte d'un état de plasticité (état ultime) dans le chantier remblayé peut être expliquée par le fait que le remblai est très déformable et confiné dans un chantier avec éponges très rigides. Le mouvement du remblai est contraint le long des murs, mais moins restreint au centre. Cela est confirmé par les iso-contours des déplacements montrés à la figure 3.31. Par conséquent, la résistance au cisaillement du remblai peut-être mobilisée, menant à un état de déformation plastique (i.e. condition ultime pour un modèle parfaitement plastique) le long de la ligne centrale du chantier.

Un sol ou un remblai confiné dans une structure rigide sans mouvement pourrait être amené à un état ultime ou de plasticité par plusieurs mécanismes. Dans le cas présent, l'état ultime est associé

au tassement du remblai sous son poids propre, comme on peut l'observer à la figure 3.31. Cette figure présente les iso-contours des déplacements verticaux obtenus par SIGMA/W pour le cas du chantier vertical de référence (figure 3.31a) ainsi qu'une vue exagérée des déformations subies par le remblai minier (figure 3.31b) qui montre bien le tassement du remblai.

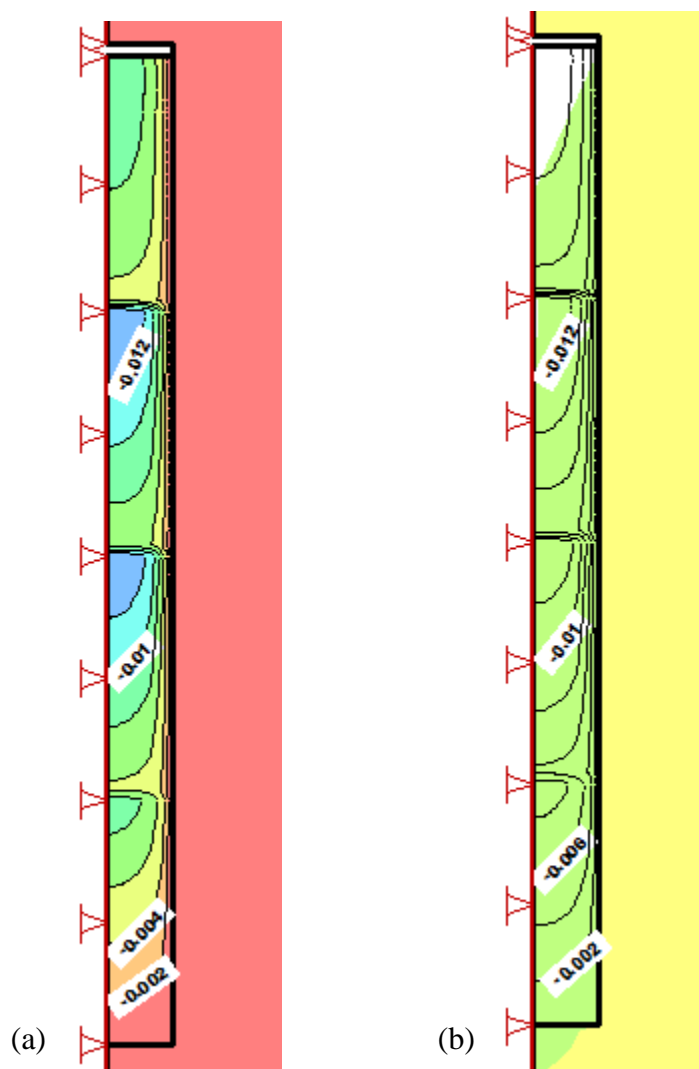


Figure 3.31: (a) Iso-contours des déplacements verticaux obtenus par SIGMA/W 2007 dans le chantier vertical de référence (incrément de -0.002 m), à droite de l'axe de symétrie. (b) Vue exagérée des déformations subies par le remblai minier.

Les résultats présentés dans ce chapitre montrent comment les simulations numériques peuvent être utilisées pour aider à la validation des solutions analytiques. Certaines réserves doivent toutefois être mentionnées en rapport aux simulations réalisées. Par exemple, le coefficient de Poisson μ et l'angle de frottement interne ϕ ont été considérés comme deux paramètres indépendants dans les modélisations numériques. Cependant, le travail de Jaky (1944) sur le coefficient de repos, défini en fonction de ϕ (équation (2.47)), suggère que la relation suivante devrait s'appliquer quand un modèle élasto-plastique est utilisé (Falaknaz et al. 2013; Falaknaz 2014) :

$$\mu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (3.2)$$

Il convient aussi de rappeler que l'objet de cette étude a été placé sur le coefficient de pression des terres le long de la ligne centrale des chantiers remblayés. On sait cependant que les contraintes et les coefficients de pression des terres ne sont pas uniformes sur toute la largeur d'une ouverture remblayée (Handy 1985, Li et Aubertin 2008, 2010). Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour évaluer la valeur de K sur toute la largeur du chantier et à proximité des parois.

CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE DE L'ÉTAT DES CONSTRAINTES DANS UN CHANTIER REMBLAYÉ AU-DESSUS D'UN PILIER-DALLE

Le modèle de Mitchell (1991) montre que la stabilité d'un pilier-dalle dépend de la pression exercée par le remblai au-dessus. On constate toutefois que les solutions analytiques pour évaluer les contraintes dans un chantier minier, présentées dans le chapitre 2, ont été développées pour le cas d'un chantier isolé, sans tenir compte de l'exploitation minière d'un chantier adjacent. La même conclusion s'applique à la plupart des analyses numériques et expérimentales pour l'évaluation des contraintes dans un chantier remblayé, à l'exception de quelques travaux réalisés il y a très longtemps par Hill et al. (1974) et Pariseau et al. (1976) ou tout récemment par Falaknaz et al. (2013, 2014).

Dans ce chapitre, on présente des simulations numériques réalisées pour analyser les distributions des contraintes dans un chantier remblayé au-dessus d'un pilier-dalle le long de la ligne centrale du chantier minier. L'influence de la profondeur et de la géométrie des chantiers ainsi que l'influence des propriétés mécaniques du remblai, de la roche et du pilier-dalle sur la variation des contraintes verticales et horizontales sont évaluées. On va constater que l'excavation du chantier en dessous du pilier-dalle affectera considérablement la répartition des contraintes au sein du remblai et du pilier-dalle.

4.1 Choix du logiciel

Dans le chapitre 3, on a réussi à utiliser le logiciel SIGMA/W pour simuler la distribution du coefficient K le long de la ligne centrale des chantiers. Toutefois, il a été mentionné que SIGMA/W présentait une limitation au niveau des interfaces entre les matériaux, qui résultait en l'obtention de contraintes plus faibles dans le remblai en comparaison avec ce qui a été obtenu par FLAC pour divers cas (tels ceux traités par Li et Aubertin 2009c). Encore pour une raison d'accessibilité, le logiciel Plaxis (Plaxis 2014) a été choisi pour réaliser l'analyse des contraintes dans un chantier au-dessus d'un pilier-dalle. La validation de ce logiciel a été réalisée et présentée à l'Annexe 3.

La figure 4.1 présente une comparaison entre les résultats obtenus avec FLAC, Plaxis et SIGMA/W concernant la distribution des contraintes le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé vertical dont la géométrie et les propriétés des matériaux sont présentées à la figure 3.2 et au tableau 3.1 dans la section 3.2.1. On remarque que les valeurs obtenues avec SIGMA/W sont inférieures à celles obtenues avec FLAC et Plaxis alors que les deux derniers donnent des valeurs compatibles. Ces résultats montrent de nouveau la limitation du logiciel SIGMA/W, en l'absence de couches de faible rigidité aux interfaces (tel que démontré par El Mkadmi 2012).

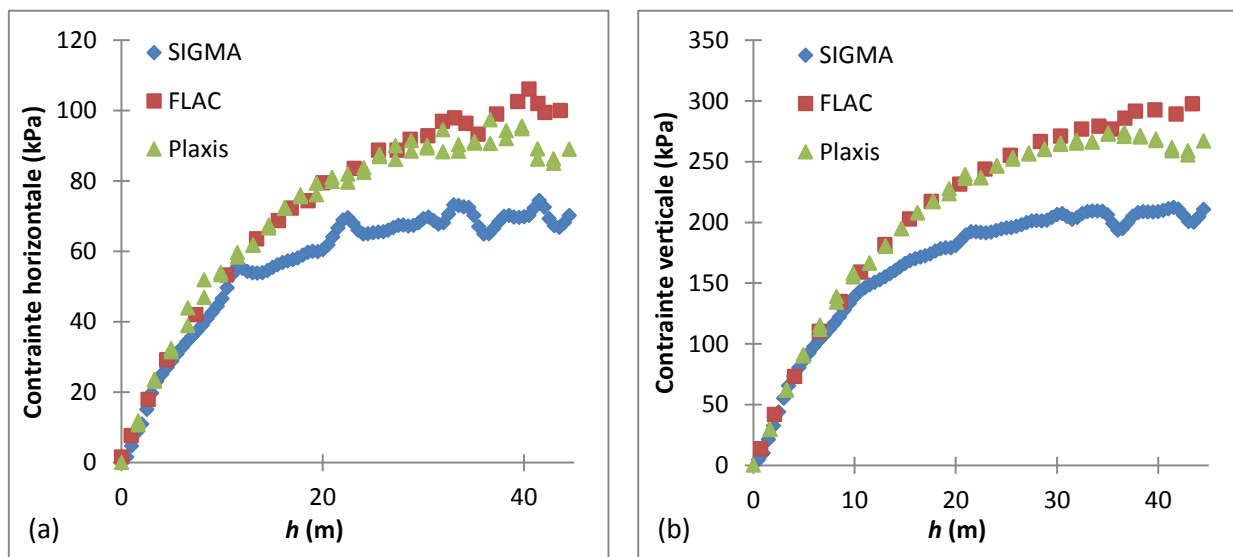


Figure 4.1: Distribution des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues avec FLAC, SIGMA et Plaxis le long de la ligne centrale d'un chantier minier. Les géométries et les propriétés des matériaux sont donnés à la figure 3.2 et au tableau 3.1 dans la section 3.2.1.

4.2 Simulations numériques

4.2.1 Configuration du modèle de référence

La figure 4.2 présente schématiquement un pilier-dalle de largeur B et d'épaisseur e . Celui-ci constitue un plancher de support pour le chantier remblayé supérieur et un toit pour le chantier inférieur. Le remblai minier, le pilier-dalle ainsi que la roche sont considérés comme des

matériaux élasto-plastiques respectant le critère de Mohr-Coulomb. H représente la hauteur du remblai au-dessus du pilier-dalle.

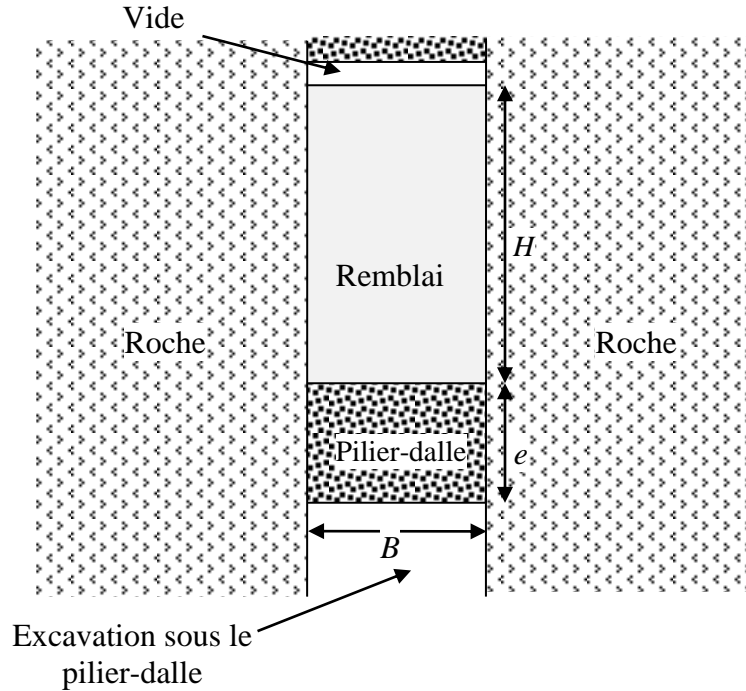


Figure 4.2: Schéma d'une excavation sous un chantier minier soutenu par un pilier-dalle.

Une configuration de référence est considérée pour évaluer l'influence des différents paramètres du modèle sur la distribution des contraintes le long de la ligne centrale du chantier, en variant à chaque fois l'un de ces paramètres. Cette configuration consiste en un chantier minier de largeur $B = 6$ m, situé à une profondeur $z = 200$ m et rempli avec un remblai caractérisé par $E = 300$ MPa, $\mu = 0.3$, $\gamma = 18$ kN/m³, $\phi = 35^\circ$ et $\psi = 0^\circ$ (loi d'écoulement non associée). La masse rocheuse avoisinante est caractérisée par $E_r = 42$ GPa, $\mu_r = 0.25$, $\gamma_r = 27$ kN/m³, $\phi_r = 38^\circ$, $c_r = 9400$ kPa et $\psi_r = 0^\circ$.

Un régime de contraintes typique du Bouclier Canadien est appliqué à la masse rocheuse, où la contrainte verticale est calculée selon la formule de poids des terres (équation (2.28)) et la contrainte naturelle horizontale in situ est le double de la contrainte verticale (le coefficient de pression des terres de la roche $K_r = 2$ (Herget 1974)). Quant au pilier-dalle, il est considéré comme un matériau élasto-plastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb tronqué, avec une valeur limitée par la résistance en traction uniaxiale (tension cut-off); le remblai est caractérisé

par les propriétés suivantes : $E_p = 5 \text{ GPa}$, $\mu_p = 0.3$, $\gamma_p = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi_p = 35^\circ$, $c_p = 1500 \text{ kPa}$ et $\psi_p = 0^\circ$. La hauteur du remblai $H = 10 \text{ m}$ et l'épaisseur du pilier dalle $e = 3 \text{ m}$. Un vide de 0.5 m est laissé à la surface du remblai. Le chantier sous-jacent a une hauteur de 13.5 m , égale à la hauteur du premier chantier ($10 \text{ m} + 3 \text{ m} + 0.5 \text{ m}$). Le tableau 4.1 résume les données d'entrée de la configuration de référence citées ci-dessus.

Tableau 4.1: Géométrie du chantier minier et propriétés du remblai, du pilier-dalle et de la roche pour le modèle de référence (valeurs inspirées de Caceres 2005)

Chantier minier	Profondeur z	200 m
	Largeur B	6 m
	Inclinaison α	90°
Remblai	Hauteur H	10 m
	Module de Young E	300 MPa
	Coefficient de Poisson μ	0.3
	Poids volumique γ	18 kN/m^3
	Angle de frottement interne ϕ	35°
	Angle de dilatance ψ	0°
	Cohésion c	0 kPa
Pilier-dalle	Epaisseur e	3 m
	Module de Young E_p	5 GPa
	Coefficient de Poisson μ_p	0.3
	Poids volumique γ_p	20 kN/m^3
	Angle de frottement interne ϕ_p	35°
	Angle de dilatance ψ_p	0°
	Cohésion c_p	1500 kPa
Roche	Module de Young E_r	42 GPa
	Coefficient de Poisson μ_r	0.25
	Poids volumique γ_r	27 kN/m^3
	Angle de frottement interne ϕ_r	38°
	Angle de dilatance ψ_r	0°
	Cohésion c_r	9400 kPa
	Coefficient de pression des terres K_r	2

La figure 4.3 montre le modèle numérique du chantier minier de référence réalisé à l'aide du logiciel Plaxis en détaillant les géométries considérées, les conditions aux frontières et le maillage retenu. Dans ce modèle, la surface du terrain est prise en compte. La base du modèle est fixe dans les deux directions et les parois latérales peuvent se déplacer dans la direction verticale seulement. Quant au maillage, il est de plus en plus fin en se rapprochant vers le chantier minier,

de la même manière que pour les simulations présentées dans le chapitre 3. Comme on peut observer à partir de la figure 4.3, la symétrie est considérée afin de réduire le temps de calcul, sauf pour le cas des chantiers inclinés.

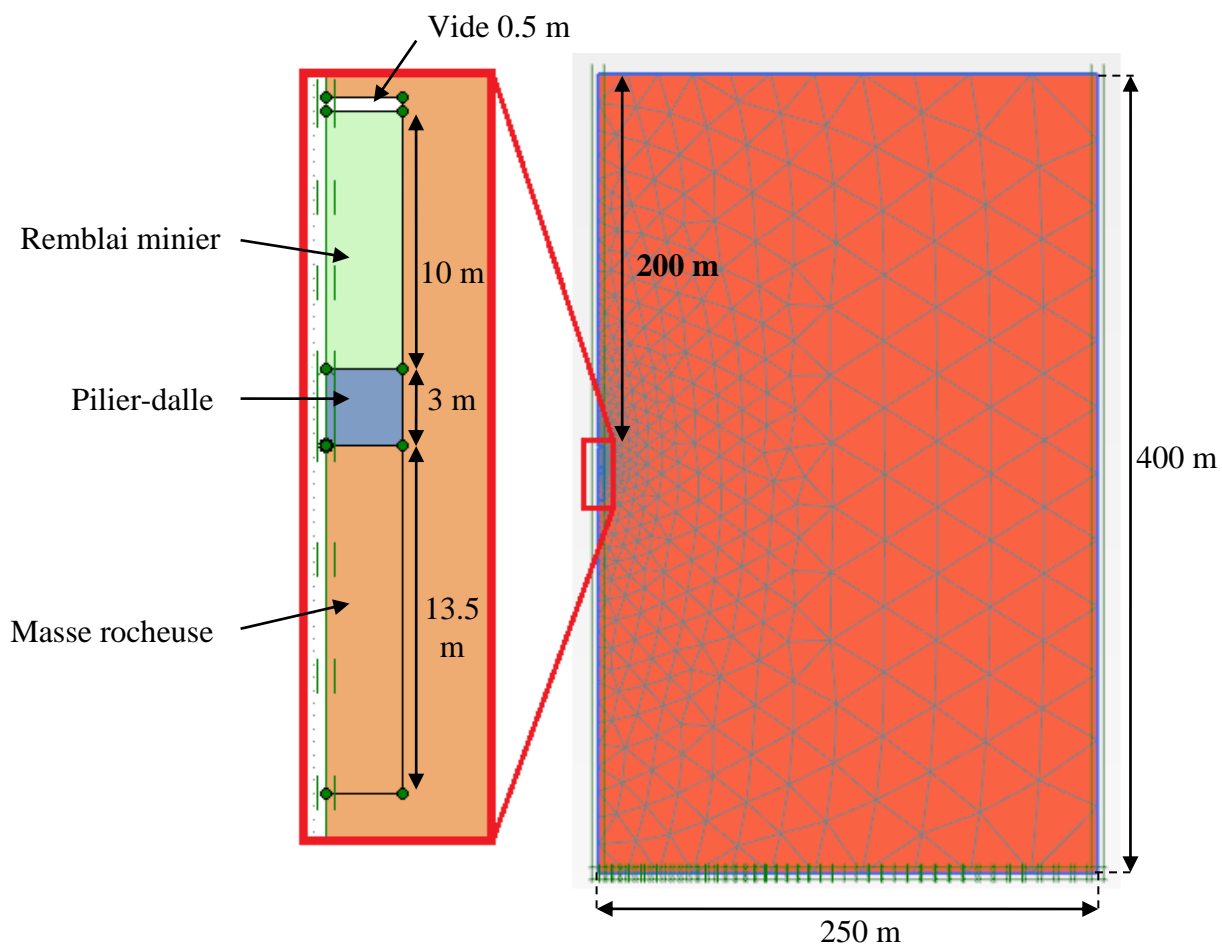


Figure 4.3: Modèle numérique de référence réalisé avec Plaxis. Les dimensions, les conditions aux frontières et le maillage utilisé sont également indiqués.

4.2.2 Étapes de modélisation

Les simulations numériques sont réalisées suivant les étapes présentées dans la figure 4.4. La première étape sert à initialiser les contraintes dans le modèle. La deuxième étape consiste à excaver le chantier au niveau supérieur. La troisième étape est la construction du pilier-dalle avec

un remblai cimenté. La quatrième étape consiste à remplir le reste du chantier par du remblai non cimenté jusqu'à la hauteur voulue. La dernière étape représente l'excavation du chantier sous le pilier-dalle. À cette dernière étape, la convergence des épontes causée par l'excavation du chantier sous le pilier-dalle appliquera une contrainte additionnelle sur le remblai et sur le pilier-dalle.

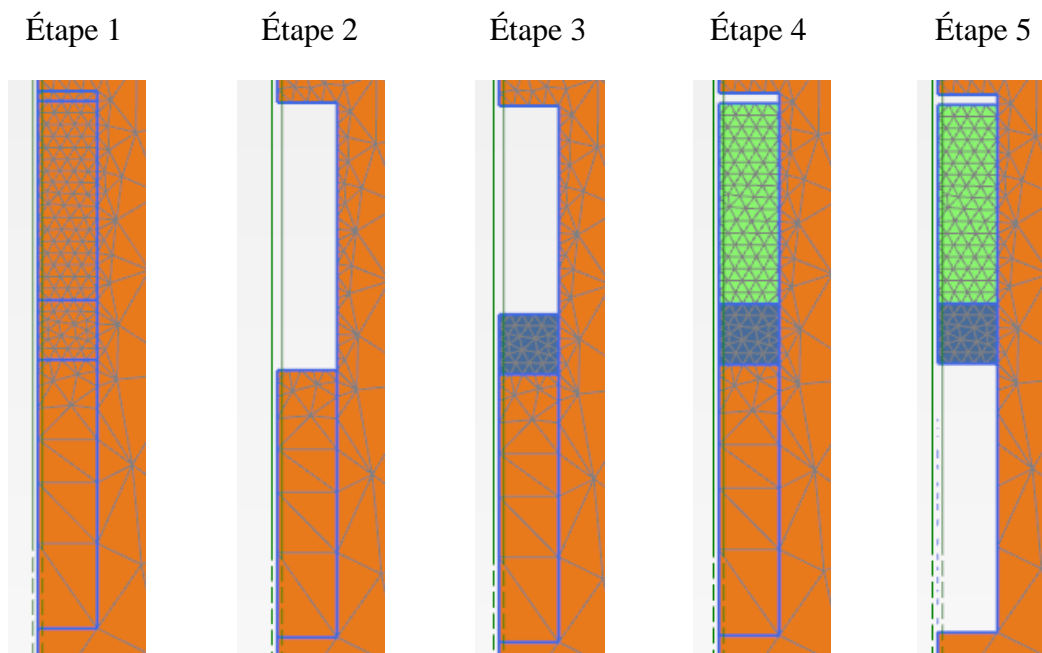


Figure 4.4: Étapes de modélisation d'un chantier vertical soutenu par un pilier-dalle (couleur orange = roche, couleur verte = remblai, couler bleue = pilier-dalle).

4.2.3 Programme des simulations

Une série de simulations est effectuée pour évaluer l'influence de la profondeur, de la géométrie du chantier ainsi et des propriétés de la roche, du pilier-dalle et du remblai sur la distribution des contraintes dans le chantier minier. Le tableau 4.2 résume les différents cas de simulations avec les paramètres utilisés.

Tableau 4.2: Programme des simulations

Cas	Chantier			Remblai minier			Pilier-dalle					Roche				
	z (m)	B (m)	α (°)	E (MPa)	μ	ϕ (°)	e (m)	E_p (GPa)	μ_p	ϕ_p (°)	c_p (kPa)	E_r (GPa)	μ_r	ϕ_r (°)	c_r (kPa)	K_r
Fig 4.5	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.8	VAR ¹	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.10	200	VAR	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.11	200	6	VAR	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.12	200	6	90	VAR	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.13	200	6	90	300	VAR	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.14	200	6	90	300	0.3	VAR	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.15	200	6	90	300	0.3	35	VAR	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.16	200	6	90	300	0.3	35	3	VAR	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.17	200	6	90	300	0.3	35	3	5	VAR	35	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.18	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	VAR	1500	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.19	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	VAR	42	0.25	38	9400	2
Fig 4.20	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	VAR	0.25	38	9400	2
Fig 4.21	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	VAR	38	9400	2
Fig 4.22	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	VAR	9400	2
Fig 4.23	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	VAR	2
Fig 4.24	200	6	90	300	0.3	35	3	5	0.3	35	1500	42	0.25	38	9400	VAR

¹ VAR = variable

4.3 Résultats numériques et analyses

4.3.1 Modèle de référence

La figure 4.5 présente la variation de la contrainte verticale σ_v (figure 4.5a) et de la contrainte horizontale σ_h (figure 4.5b) le long de la ligne du centre du chantier minier de référence. Les 3 mètres au fond du chantier (couleur bleue) représentent le pilier dalle, tandis que le reste du chantier (couleur verte) est remblayé par du remblai non cimenté. Les iso-contours des contraintes et des déplacements dans le remblai, le pilier-dalle et la roche pour le modèle de référence sont montrés à l'Annexe 4.

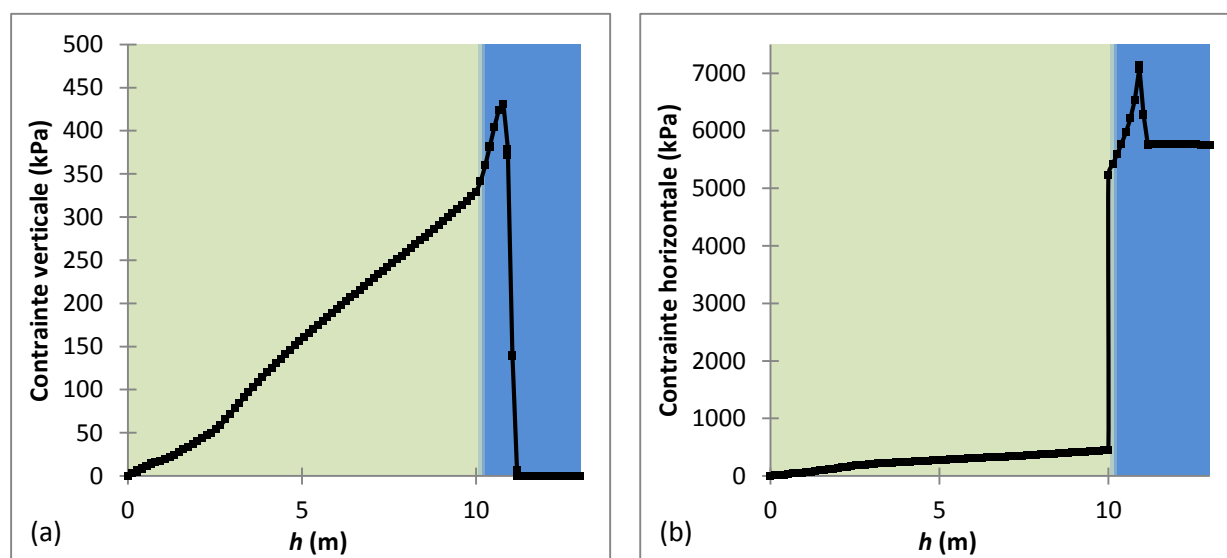


Figure 4.5: Variation des contrainte verticale (a) et horizontale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier de référence (couleur verte = remblai, couler bleue = pilier-dalle). Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

La variation de la contrainte verticale σ_v (figure 4.5a) augmente de façon relativement linéaire dans la partie supérieure du remblai ($< 2.5\text{m}$) suivant presque le profil du poids des terres (équation (2.28)). Par la suite, elle augmente plus vite avec la profondeur jusqu'à atteindre une

valeur de 330 kPa environ à l'interface avec le pilier-dalle. Dans le pilier-dalle, elle augmente encore plus vite avec la profondeur jusqu'à atteindre un pic d'une valeur de 430 kPa. Elle chute par la suite avant la mi-hauteur du pilier-dalle et devient presque nulle (pour une résistance en traction de zéro) jusqu'à l'excavation en dessous du chantier minier.

En ce qui concerne la contrainte horizontale σ_h (figure 4.5b), celle-ci augmente avec la profondeur dans le remblai en passant de 0 kPa en surface à 445 kPa environ à l'interface avec le pilier dalle. On observe ensuite une augmentation brusque de la contrainte σ_h dans le pilier-dalle atteignant une valeur aux alentours de 5200 kPa à l'interface avec le remblai. La contrainte horizontale continue d'augmenter jusqu'à atteindre un pic d'une valeur de 7000 kPa à peu près, puis chute légèrement à la mi-hauteur du pilier-dalle pour se stabiliser aux alentours de 5800 kPa.

On constate aussi que la contrainte verticale σ_v (figure 4.5a) prend des valeurs nettement inférieures à celles de la contrainte horizontale (figure 4.5b). Ceci implique que le remblai est en état partiellement passif et que coefficient de pression des terres K dans le remblai sera supérieur à 1, ce qui est très différent du cas d'un chantier isolé (présenté dans le chapitre 3) où K est plus proche du coefficient actif de Rankine K_a (équation (2.52)). La présence d'une excavation en bas du chantier minier induit à une augmentation des contraintes horizontales dans le remblai en raison de la convergence des parois du chantier. Cette convergence peut être observée à partir de la figure 4.6 qui présente les iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec Plaxis avant et après l'excavation du chantier sous-jacent. Comme on peut le remarquer, les déplacements horizontaux après l'excavation du chantier sous-jacent sont plus importants qu'avant son excavation, indiquant ainsi une convergence additionnelle des parois du chantier après l'excavation sous-jacente. Par conséquent, le coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ le long de la ligne centrale du remblai ne sera plus égal au coefficient actif de Rankine K_a comme ce qui est le cas pour un chantier isolé (chapitre 3).

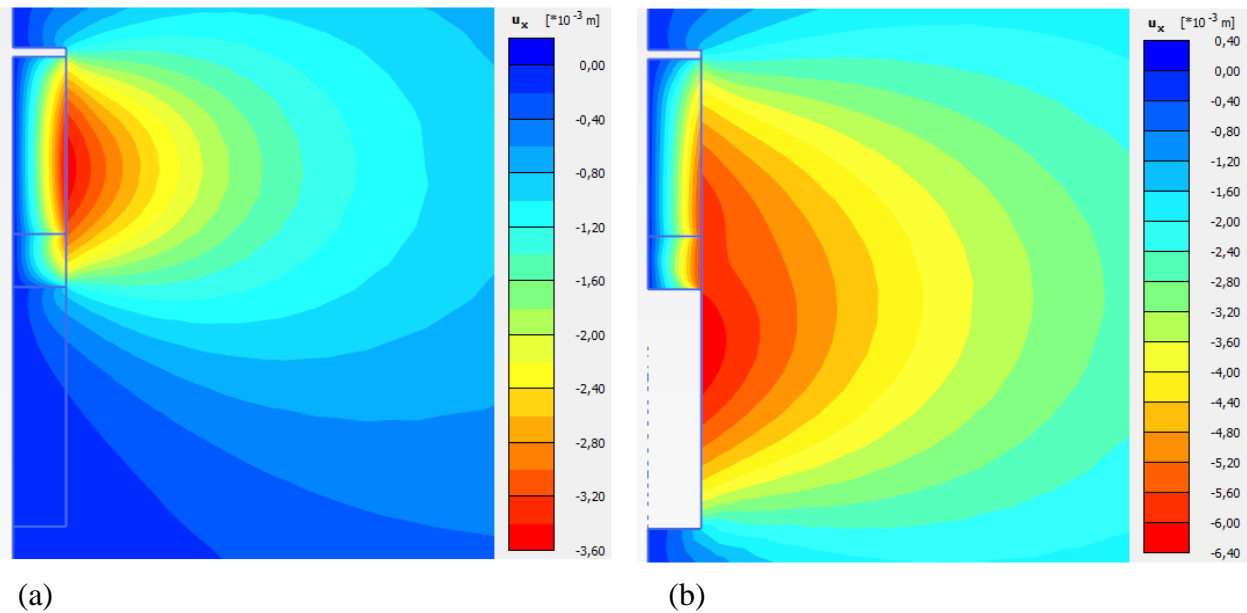


Figure 4.6: Iso-contours des déplacements horizontaux (mm) obtenus avec Plaxis pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

La figure 4.7 présente une comparaison entre la distribution des contraintes horizontales (figure 4.7a) et verticales (figure 4.7b) le long de la ligne centrale du remblai minier avant et après l'excavation du chantier sous-jacent. Les contraintes selon la solution d'Aubertin et al. (2003) sont également présentées dans la figure en considérant le remblai en état actif ($K = K_a$), comme il a été démontré dans le chapitre 3 pour le cas d'un chantier isolé. On remarque d'abord que les résultats numériques obtenus avant l'excavation du chantier sous-jacent correspondent bien à ceux prédits par la solution analytique d'Aubertin et al. (2003). Cependant, on observe que les valeurs des contraintes obtenues après l'excavation du chantier sous-jacent sont considérablement plus grandes que les valeurs obtenues avant l'excavation du chantier, à cause de la convergence des parois du chantier suite à l'excavation sous-jacente. Cela signifie que l'utilisation des solutions analytiques sans tenir compte de l'excavation du chantier sous-jacent, s'il y a lieu, sous-estiment largement les contraintes dans le remblai. Par conséquent, les contraintes qu'exerce le remblai sur le pilier-dalle sont également considérablement sous-estimées. La conception du pilier-dalle pourrait être du côté non conservateur si l'excavation du chantier sous-jacent est ignorée dans les calculs de la contrainte verticale exercée par le remblai au-dessus du pilier-dalle.

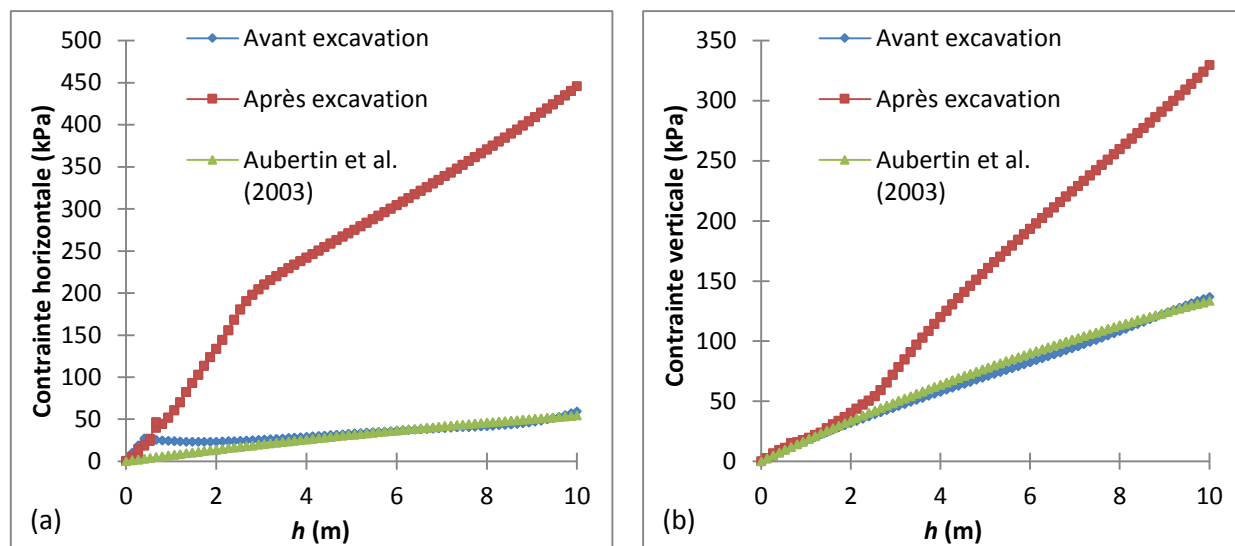


Figure 4.7: Résultats numériques et analytiques des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale dans le remblai minier de référence avant et après l'excavation du chantier sous-jacent.

4.3.2 Effet de la profondeur du chantier minier

La figure 4.8 présente la variation de la contrainte horizontale (figure 4.8a) et verticale (figure 4.8b) le long de ligne centrale du chantier minier localisé à différentes profondeurs z variant entre 0 m et 400 m sous la surface. Encore une fois, les 10 premiers mètres du chantier minier représentent le remblai tandis que les 3 derniers constituent le pilier-dalle. À partir de cette figure, on observe de façon générale que les contraintes horizontale et verticale dans le chantier minier augmentent considérablement dans le remblai et dans le pilier-dalle lorsque le chantier est situé à des profondeurs plus grandes. Lorsque z est supérieure à 200 m, des chutes de valeurs ont été observées tant sur la distribution de la contrainte horizontale (figure 4.8a) que sur la distribution de la contrainte verticale (figure 4.8b) au sein du pilier-dalle. Ces chutes sont probablement dues à la rupture d'une partie du pilier-dalle dans la partie inférieure. Ceci est confirmé par la figure 4.9a qui montre clairement que la partie inférieure du pilier-dalle (modèle de référence) est en traction. Les contraintes verticales dans la partie inférieure du pilier devraient donc être négatives (en traction) au lieu d'être égales à zéro. Le résultat obtenu s'explique par le fait que Plaxis tronque les contraintes de traction parce que la valeur limite ("Tension cut-off") imposée par le

logiciel est égale à zéro par défaut. C'est-à-dire que le logiciel affiche des contraintes nulles au lieu de fournir des contraintes négatives dans un tel cas.

En pratique, les remblais cimentés présentent une résistance en compression uniaxiale UCS qui varie souvent entre 1 MPa et 3 MPa. Pour un pilier en remblai cimenté avec une résistance UCS moyenne égale à 2 MPa, la résistance en traction vaut -542 kPa environ si on la calcule avec le critère de Coulomb (avec un angle de frottement interne $\phi_r = 35^\circ$). Lorsque cette valeur est imposée comme résistance en traction avec le critère tronqué ("Tension cut-off") dans le logiciel, des contraintes verticales négatives sont obtenues dans la partie inférieure du pilier-dalle le long de la ligne centrale du chantier, comme le montre la figure 4.9b pour le chantier de référence; la figure 4.9c montre le résultat pour un chantier situé à 300 m de profondeur et la figure 4.9d pour un chantier situé à 400 m de profondeur.

Toutes les autres simulations dans le cadre de ce projet ont été réalisées avec une valeur de "Tension cut-off" égale à zéro (valeur par défaut). Par conséquent, lorsque la partie inférieure du pilier-dalle devrait être en traction, des contraintes verticales nulles sont obtenues pour cette partie le long de l'axe central.

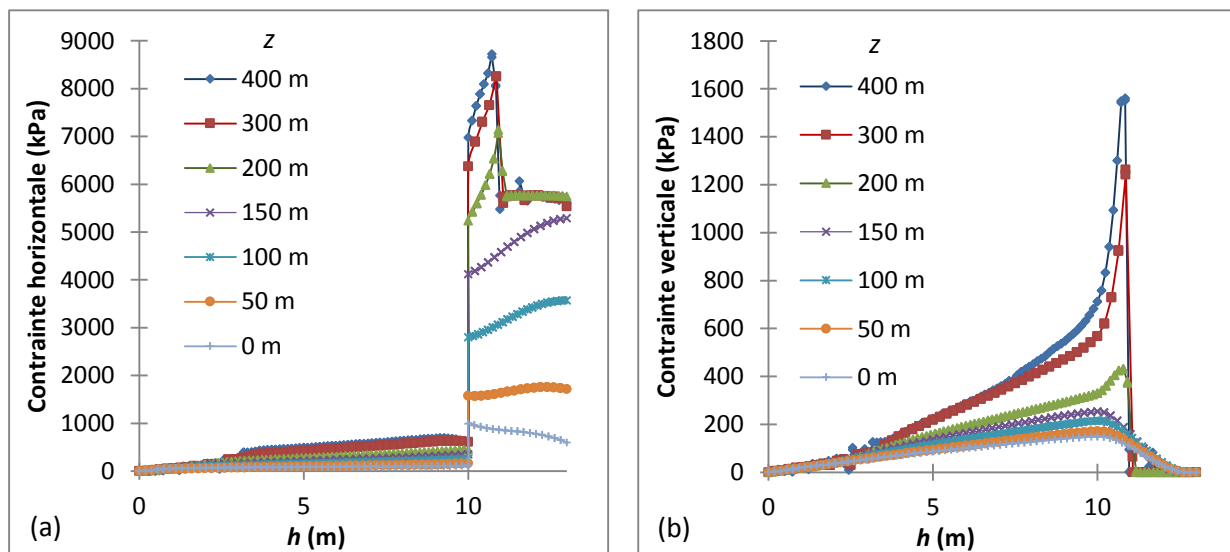


Figure 4.8: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier situé à différentes profondeurs z . Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

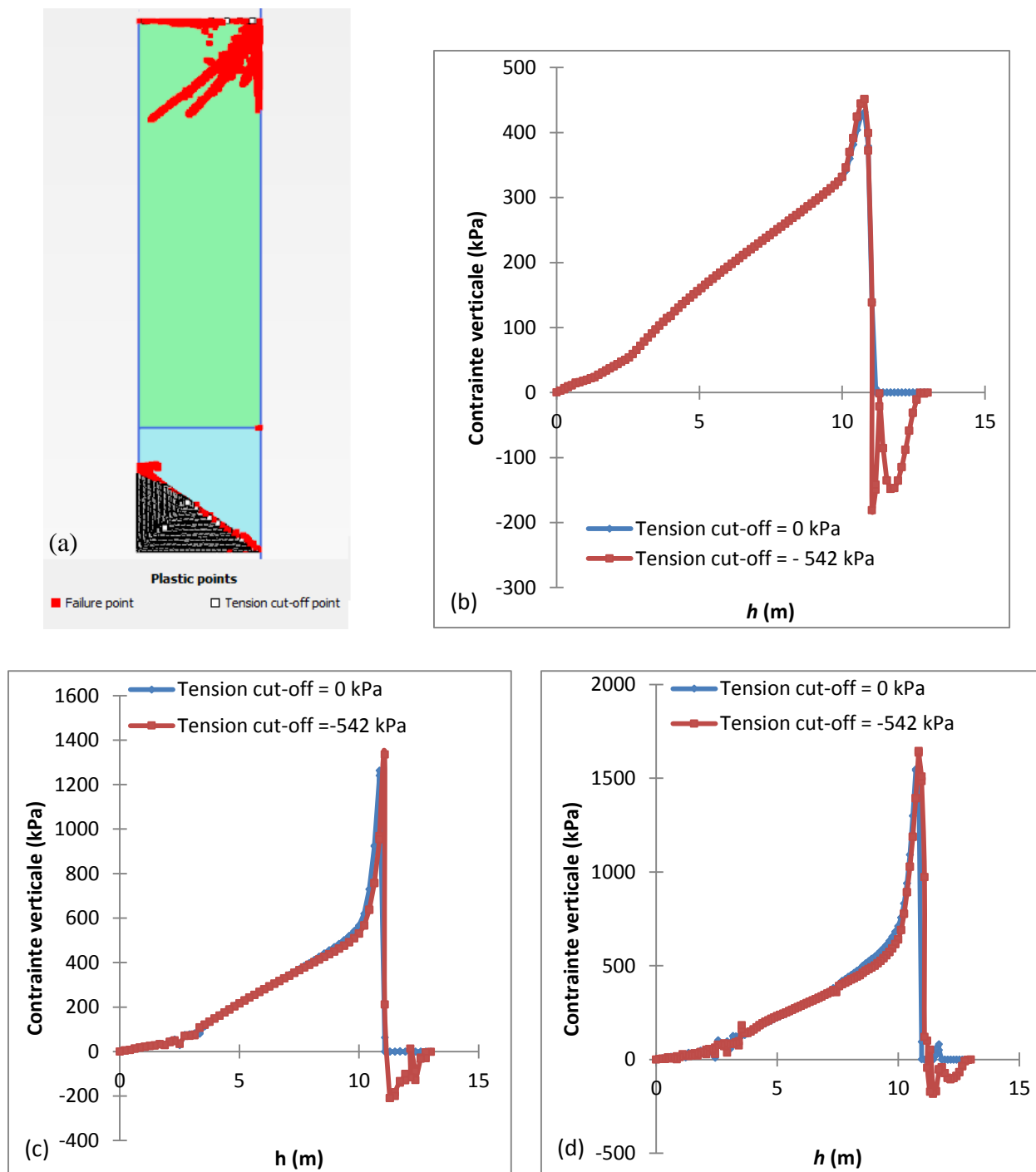


Figure 4.9: Emplacement des points qui sont à l'état ultime et en traction pour le cas du modèle de référence (Tension cut-off = 0 kPa) (a). Comparaison des variations de la contrainte verticale le long de la ligne centrale du chantier obtenues avec des valeurs de Tension cut-off de 0 kPa et de -542 kPa pour le chantier de référence (b); pour un chantier vertical situé à une profondeur de 300 m (c); pour un chantier vertical situé à une profondeur de 400 m (d).

4.3.3 Effet de la géométrie du chantier minier

La figure 4.10 montre la variation des contraintes horizontale (figure 4.10a) et verticale (figure 4.10b) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différentes largeurs de chantier B variant entre 4 m et 10 m. On observe que ce paramètre a une influence considérable sur la distribution des contraintes dans le chantier. De façon générale, les contraintes dans le remblai minier et dans le pilier-dalle diminuent avec la largeur du chantier minier B , à l'exception de la contrainte verticale qui devient relativement insensible à la variation de B lorsque cette dernière est supérieure à 8 m (figure 4.10b).

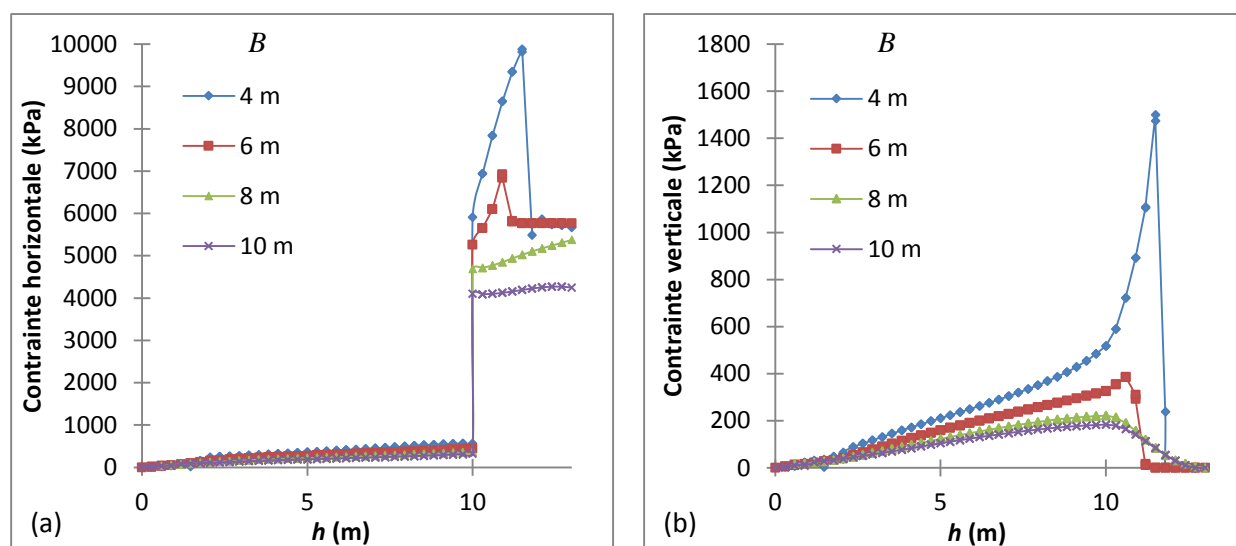


Figure 4.10: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes largeurs B . Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

L'effet de l'inclinaison du chantier minier α sur la variation des contraintes le long de la ligne centrale du chantier est montré dans la figure 4.11 lorsque α varie entre 50° et 90° . Dans la partie remblai, la contrainte horizontale σ_h (figure 4.11a) est peu sensible à la variation de l'inclinaison du chantier α . La même tendance a été observée par Li et Aubertin (2009c) pour un chantier minier isolé. Quant à la contrainte verticale σ_v (figure 4.11b), on observe que celle-ci augmente lorsque le chantier est plus incliné (soit plus loin de la verticale). Ceci ne correspond pas aux

résultats obtenus par Li et Aubertin (2009c) pour un chantier isolé, où la tendance inverse a été observée. La convergence des parois devient alors plus grande lorsque le chantier au-dessus du pilier-dalle est plus incliné. Les iso-contours des contraintes et des déplacements obtenus avec Plaxis pour un chantier incliné d'un angle 60° par rapport à l'axe horizontal sont présentés à l'Annexe 4.

Dans le pilier-dalle, la contrainte horizontale σ_h tend à diminuer lorsque le chantier devient plus incliné. Toutefois la valeur du pic atteint par σ_h reste à peu près la même, probablement parce qu'elle est contrôlée par l'état ultime du pilier-dalle. La contrainte verticale σ_v augmente considérablement et atteint des pics très grands lorsque le chantier est plus incliné. De nouveau, plus de travaux sont nécessaires pour comprendre ces résultats.

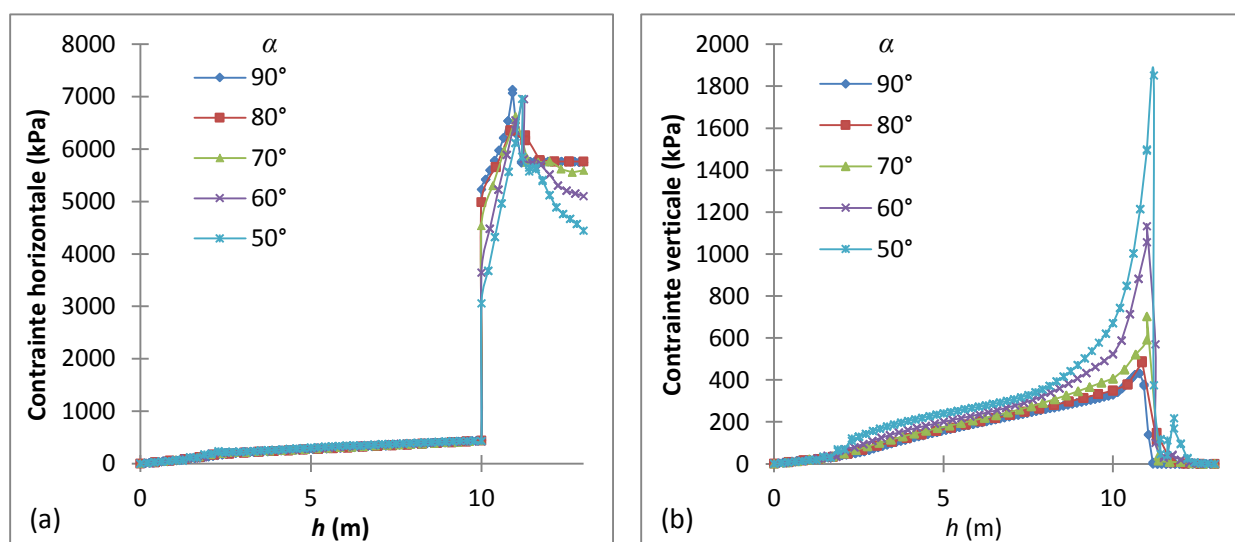


Figure 4.11: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents angles d'inclinaison α . Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

4.3.4 Effet des propriétés du remblai

L'influence du module de Young E , du coefficient de Poisson μ et de l'angle de frottement interne ϕ du remblai sur la distribution des contraintes dans le chantier minier est évaluée. Les paramètres μ et ϕ sont considérés comme deux paramètres indépendants.

La figure 4.12 montre la variation des contraintes horizontale et verticale le long de la ligne centrale du chantier minier remblayé par des remblais de différents modules de Young E . On remarque que les contraintes horizontale et verticale augmentent considérablement dans la partie remblai avec l'augmentation du module E . Dans la partie pilier-dalle, la contrainte horizontale σ_h (figure 4.12a) est peu sensible à la variation de E , tandis que la contrainte verticale σ_v (figure 4.12b) augmente dans la partie supérieure du pilier et diminue dans la partie inférieure lorsque le module E est plus grand. Ces résultats indiquent qu'il n'est pas avantageux de mettre du remblai très rigide au-dessus du pilier-dalle tant pour la conception du pilier-dalle que pour la stabilité des barricades. Mais, il est souhaitable d'avoir un remblai plus rigide, du point de vue de la pression de confinement aux roches encaissantes.

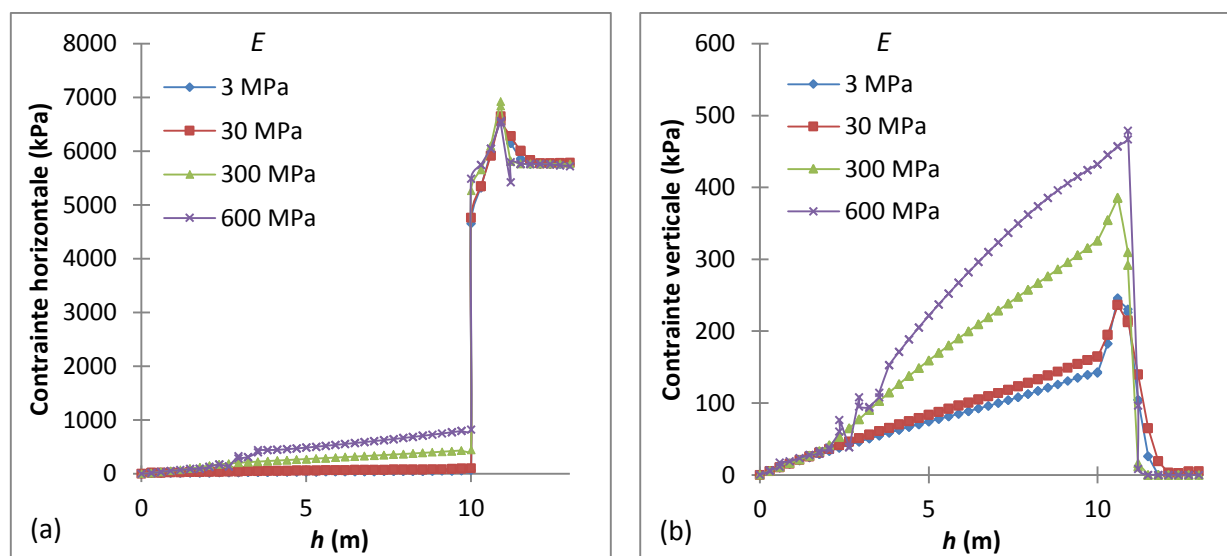


Figure 4.12: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents modules E du remblai. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

La même tendance est observée quant à l'influence du coefficient de Poisson μ du remblai sur les contraintes, en variant ce paramètre entre 0.2 et 0.4. Les contraintes horizontale σ_h (figure 4.13a) et verticale σ_v (figure 4.13b) augmentent dans le remblai lorsque μ est plus grand, mais restent insensibles dans le pilier-dalle. On rappelle que ϕ et μ sont considérés comme étant des paramètres indépendants dans ces analyses.

Pour ce qui est de l'angle de frottement interne ϕ du remblai, ce paramètre n'influence pas la distribution des contraintes dans le chantier minier comme on peut l'observer à partir de la figure 4.14. On note toutefois une légère augmentation du pic atteint par la contrainte verticale σ_v lorsque ϕ est plus grand. Ces résultats diffèrent de ceux obtenus pour un chantier remblayé isolé (Li et al. 2005b; Li et Aubertin 2009c) où l'on aperçoit un changement significatif de la contrainte horizontale σ_h en fonction de l'angle de frottement interne ϕ du remblai. Plus de travaux sont nécessaires pour mieux évaluer et comprendre ces résultats.

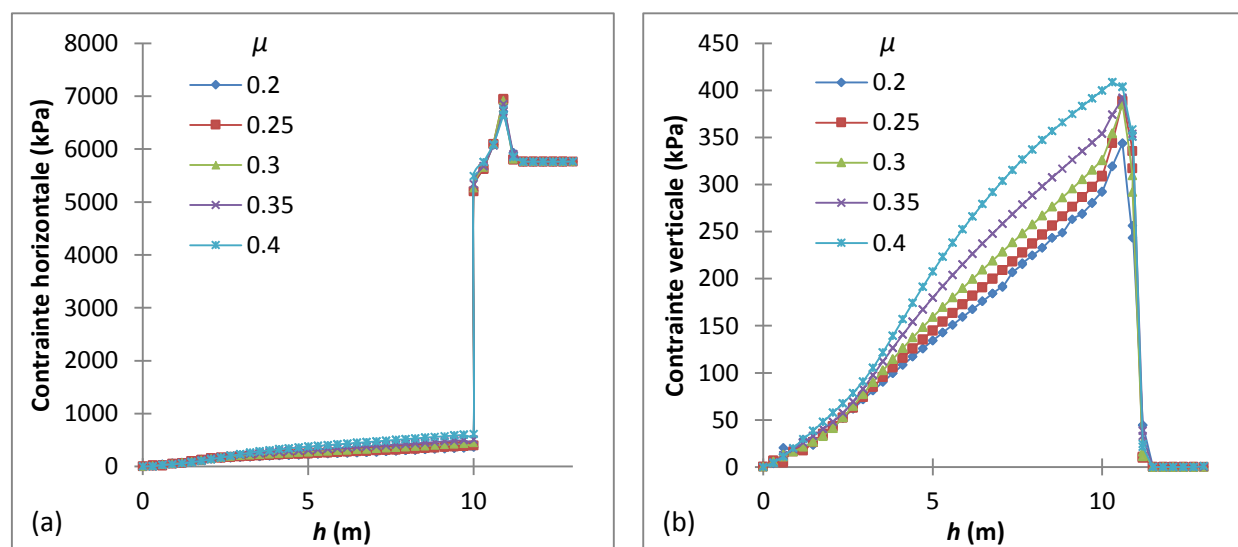


Figure 4.13: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ du remblai. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

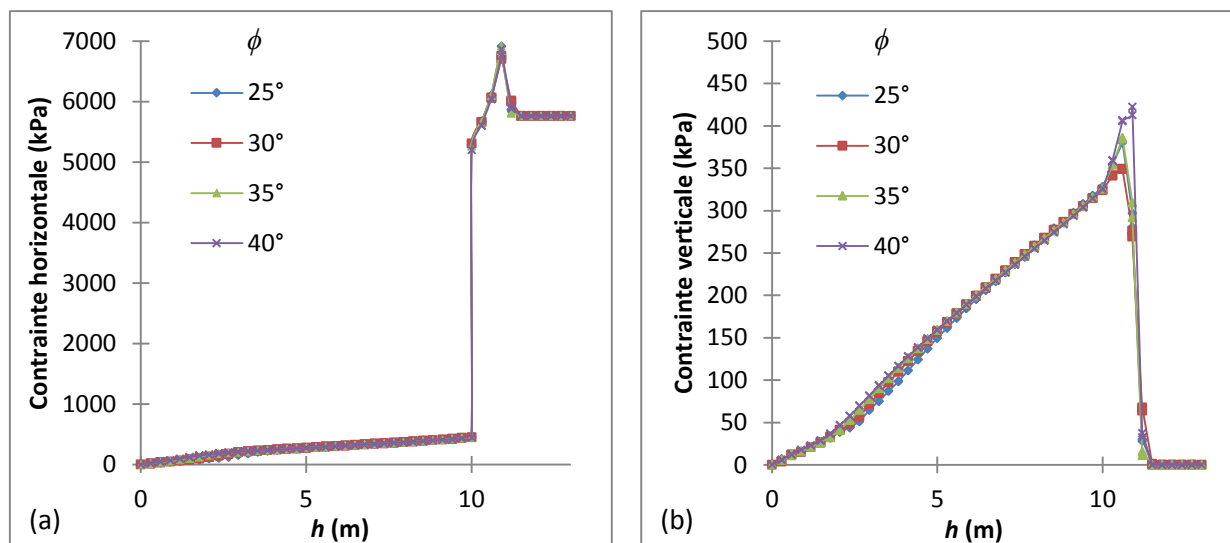


Figure 4.14: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents angles de frottement ϕ du remblai. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

4.3.5 Effet des propriétés du pilier-dalle

L'influence de l'épaisseur e du pilier-dalle sur les contraintes dans le chantier minier est évaluée en premier en variant celle-ci entre 1 m et 5 m. La hauteur du remblai H va varier également parce que la hauteur du chantier total est gardée constante. La figure 4.15 montre la variation des contraintes horizontale et verticale le long de la ligne centrale du chantier minier soutenu par un pilier-dalle de différentes épaisseurs. On remarque que l'épaisseur du pilier-dalle influence énormément le profil des contraintes dans le chantier minier. La contrainte horizontale σ_h (figure 4.15a) diminue alors que la contrainte verticale σ_v (figure 4.15b) augmente dans la partie remblai avec une augmentation de l'épaisseur du pilier. Dans le pilier-dalle, la figure 4.15a montre que la contrainte horizontale se stabilise aux alentours de la même valeur en bas du pilier-dalle quelle que soit l'épaisseur e , sauf dans le cas où $e = 1$ m, on observe une légère chute de la contrainte σ_h due probablement à l'instabilité du modèle. Pour ce qui est de la contrainte verticale σ_v dans le pilier-dalle, la figure 4.15b montre qu'elle augmente lorsque l'épaisseur du pilier-dalle est plus grande. La position de la valeur de pic reste la même et se situe aux alentours de 10 m sous la surface du remblai, peu importe l'épaisseur e du pilier-dalle.

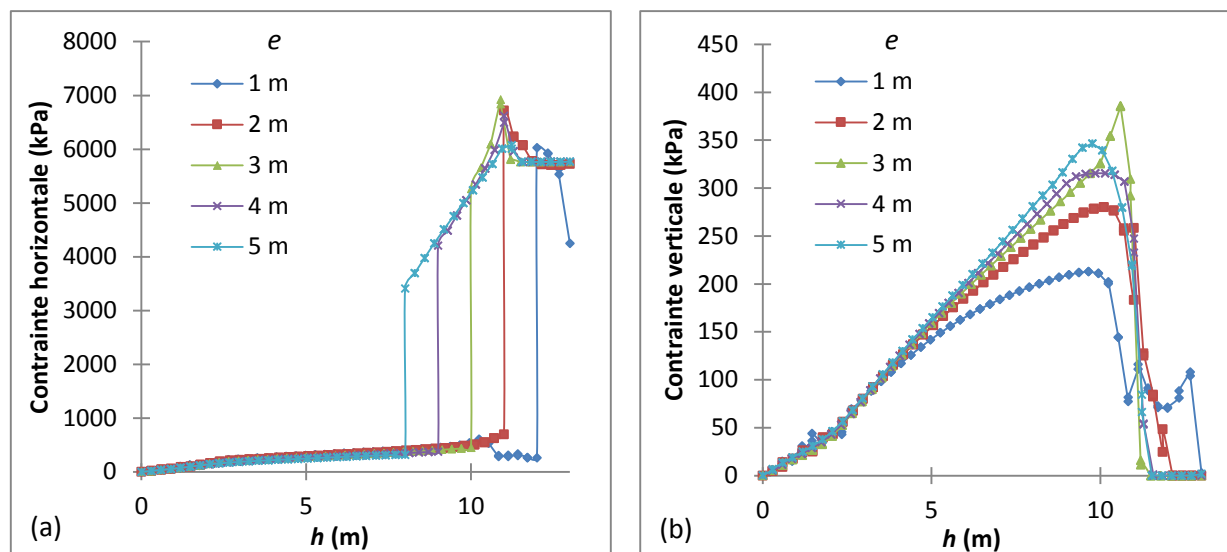


Figure 4.15: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différentes épaisseurs e du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

Les autres paramètres du pilier-dalle évalués sont le module de Young E_p , le coefficient de Poisson μ_p , l'angle de frottement interne ϕ_p et la cohésion c_p . L'augmentation du module E_p entraîne l'augmentation des contraintes horizontale σ_h et verticale σ_v le long de la ligne centrale du pilier-dalle, comme on peut l'apercevoir à partir de la figure 4.16. On remarque aussi que les deux contraintes se stabilisent dans la partie inférieure du pilier-dalle lorsque la valeur du module E_p est plus grande que 5 GPa, probablement en raison de l'état de plasticité rendue par l'excès de contraintes. Dans le remblai au-dessus du pilier, on peut constater qu'une augmentation de la rigidité du pilier-dalle mène à une légère diminution de la contrainte horizontale σ_h et une augmentation de la contrainte verticale σ_v . Cette réponse peut être expliquée par le fait qu'un pilier-dalle plus rigide s'oppose à la convergence des épontes. Ceci mène aussi à une diminution de la convergence des parois sur le remblai au-dessus du pilier-dalle, produisant une baisse de la contrainte horizontale dans ce remblai. L'augmentation de la contrainte verticale dans le remblai en fonction de l'augmentation de la rigidité du pilier-dalle est un peu plus complexe à expliquer. Elle pourrait être due à la déformation verticale (effet de Poisson) du pilier-dalle, un peu comme

l'influence du coefficient de Poisson μ_p sur la distribution des contraintes dans le chantier minier le long de la ligne centrale du chantier, montrée à la figure 4.17 lorsque μ_p varie entre 0.2 et 0.4.

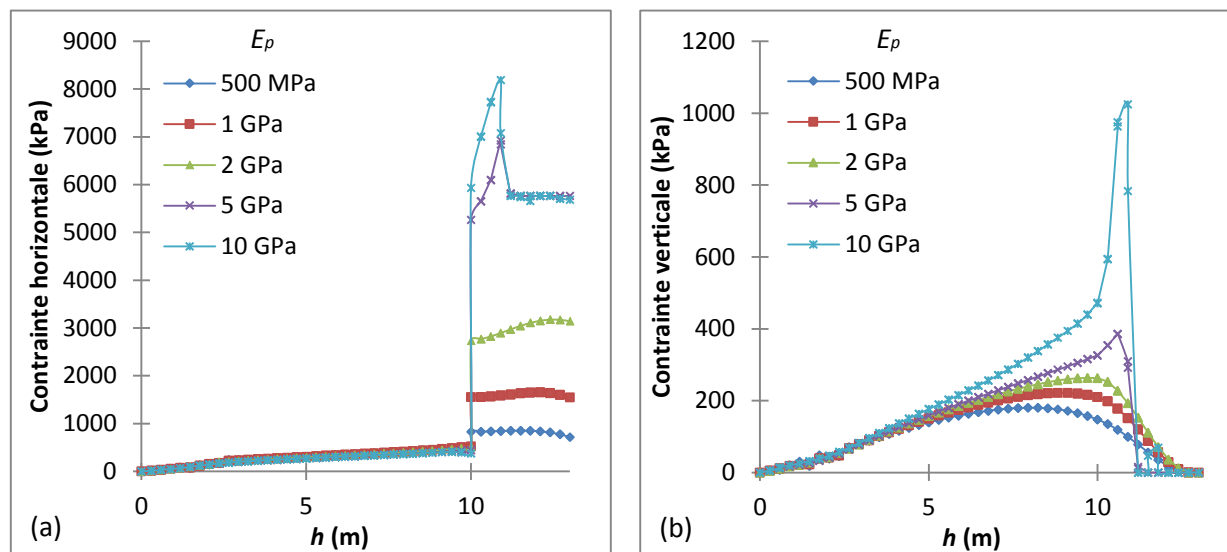


Figure 4.16: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents modules E_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

À partir de la figure 4.17, on peut observer que la variation du coefficient de Poisson μ_p a peu d'influence sur la contrainte horizontale dans le remblai au-dessus du pilier-dalle. Mais, son augmentation peut causer une augmentation des contraintes horizontale σ_h (figure 4.17a) et verticale σ_v (figure 4.17b) dans la partie supérieure du pilier-dalle. Cette augmentation est probablement due à l'effet de confinement du remblai en réponse au déplacement du pilier-dalle dans la direction verticale.

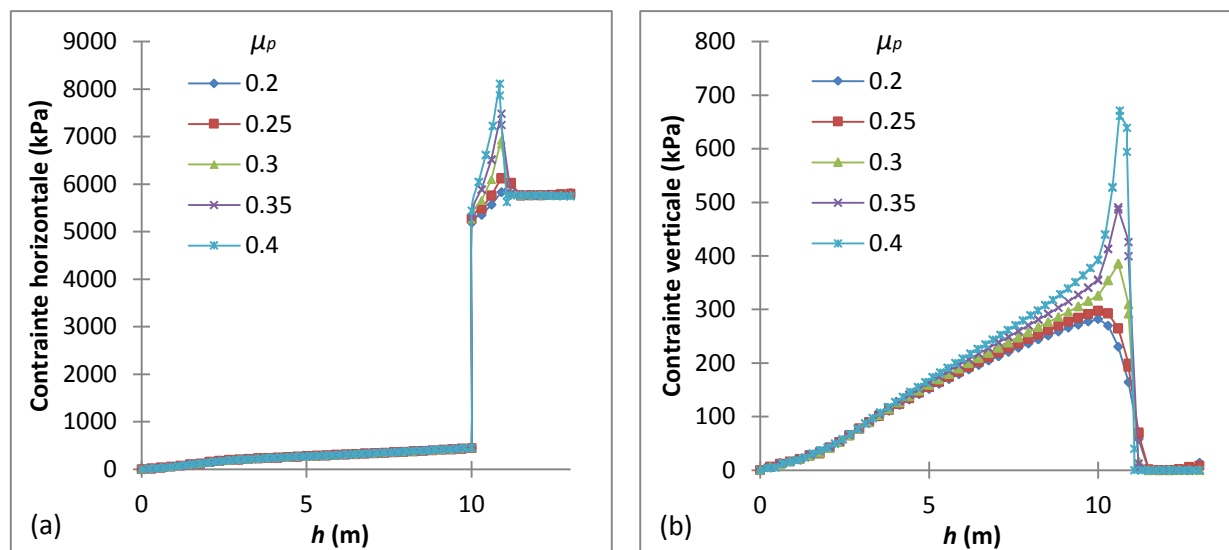


Figure 4.17: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

En ce qui concerne la résistance au cisaillement du pilier-dalle, les figures 4.18 (pour l'angle de frottement interne ϕ_p) et 4.19 (pour la cohésion du pilier-dalle c_p) montrent qu'elle a peu d'influence sur la contrainte horizontale dans le remblai au-dessus du pilier-dalle le long de la ligne centrale du chantier minier. Mais une augmentation de cette résistance conduit à une augmentation de la capacité à supporter les contraintes déviatoriques, et donc à une augmentation de la contrainte horizontale σ_h dans la partie inférieure du pilier-dalle (figures 4.18a et 4.19a). Cela engendre une réduction de la déformation plastique, donc une diminution de la contrainte verticale σ_v dans le remblai au-dessus du pilier-dalle (figures 4.18b et 4.19b).

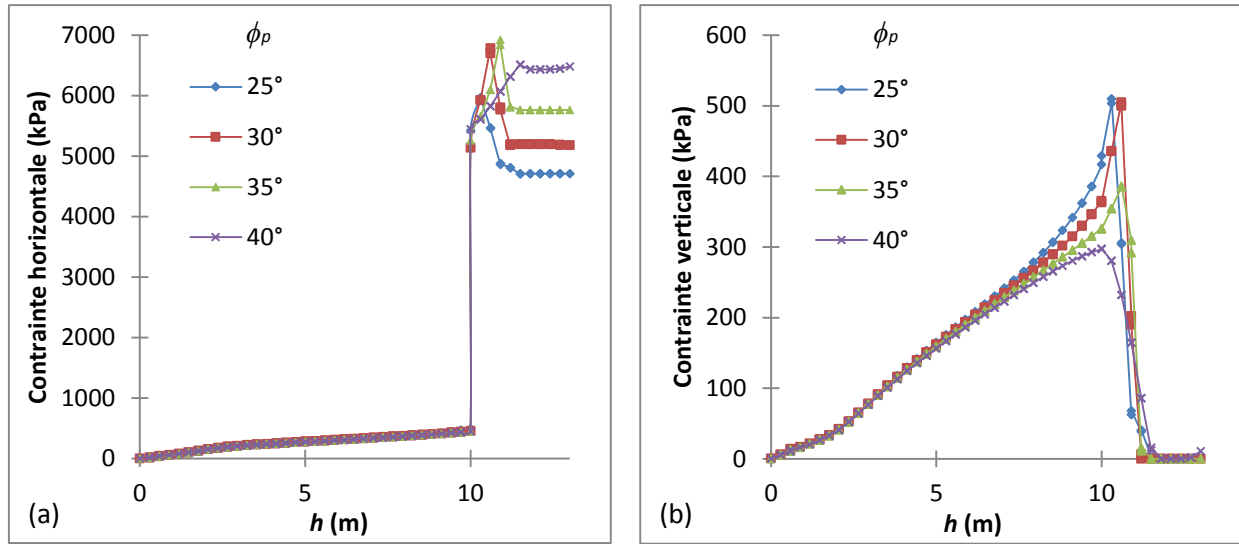


Figure 4.18: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents angles de frottement ϕ_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

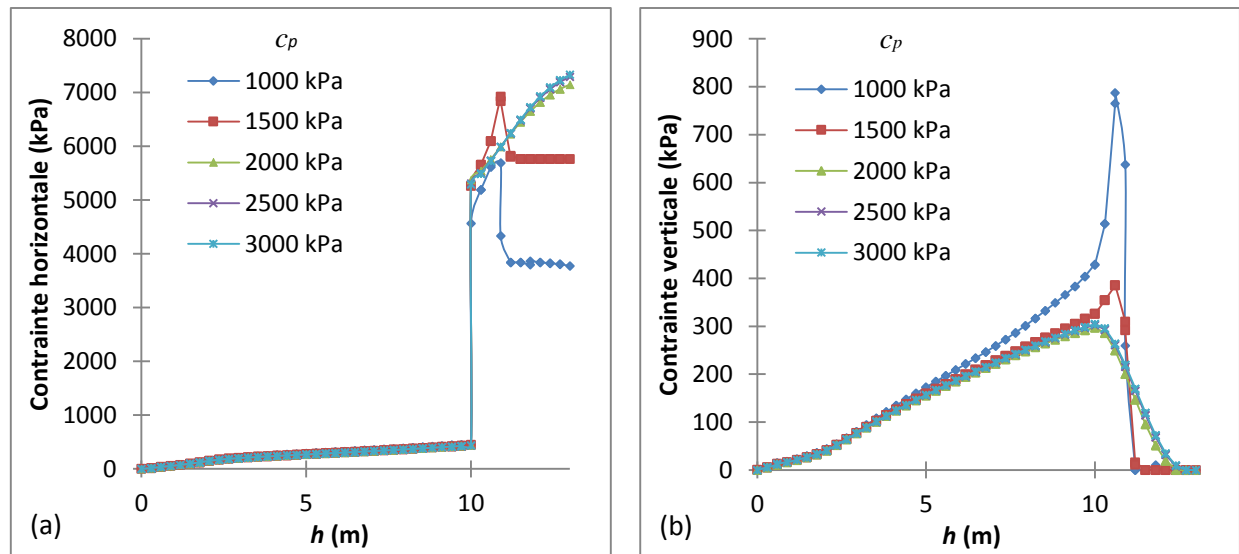


Figure 4.19: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différentes cohésions c_p du pilier-dalle. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

4.3.6 Effet des propriétés de la roche

La figure 4.20 montre la variation des contraintes le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour des modules de roches E_r variant entre 20 GPa et 50 GPa. On constate que les contraintes dans le remblai et dans le pilier-dalle sont moins importantes lorsque la roche a un plus grand module E_r . Ceci est dû au fait qu'avec une roche plus rigide, la déformation de la roche et la convergence des murs rocheux seront plus petites. Le remblai et le pilier-dalle seront donc soumis à une plus faible compression, ce qui conduira à des contraintes horizontale et verticale plus faibles dans le remblai et dans le pilier-dalle. À partir de la figure 4.20, on remarque aussi que les contraintes horizontale σ_h et verticale σ_v sont insensibles à la variation de E_r dans la partie inférieure du pilier-dalle. Cela est probablement dû au fait que cette partie est rendue à l'état plastique à cause de l'excès de contraintes déviatoriques.

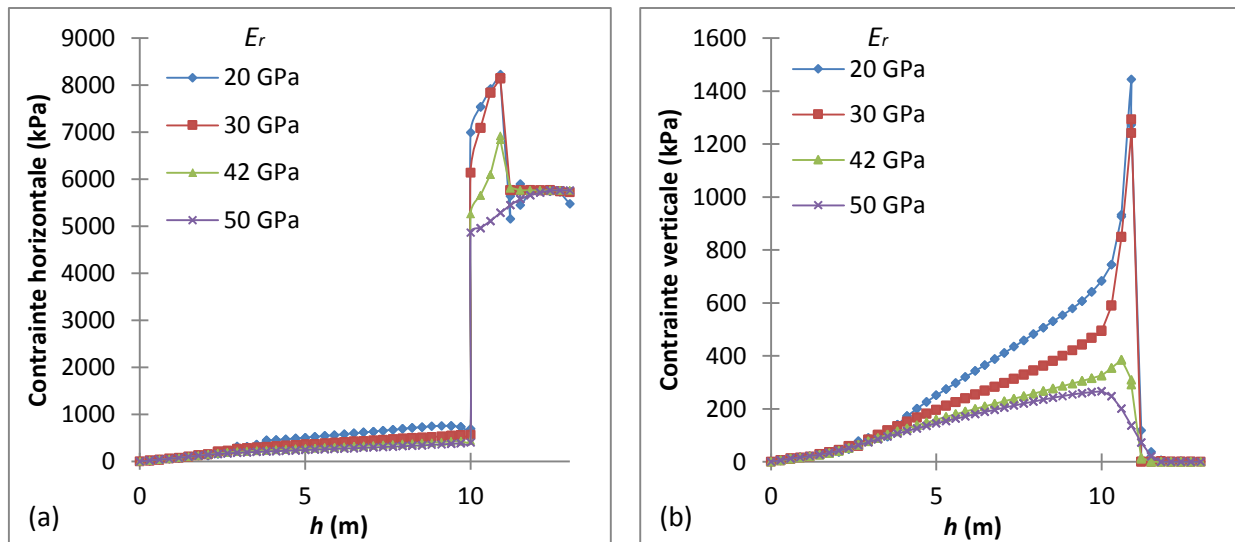


Figure 4.20: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents modules E_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

La même tendance est observée en ce qui concerne l'influence du coefficient de Poisson μ_r de la roche sur les contraintes le long de la ligne centrale du chantier minier (figure 4.21). Les contraintes horizontale et verticale sont moins importantes lorsque μ_r est plus grand. En effet,

avec une roche ayant un coefficient de Poisson plus élevé, les parois rocheuses en contact avec le remblai et le pilier-dalle seront plus faciles à se déformer dans la direction verticale (à rappeler $K_r = 2$ et la contrainte naturelle horizontale est la contrainte majeure). La convergence des murs dans la direction horizontale causée par l'excavation du chantier au-dessous du pilier-dalle est donc plus petite, menant à des contraintes plus faibles dans le remblai et dans le pilier-dalle. Plus de travaux sont nécessaires pour mieux comprendre cette réponse.

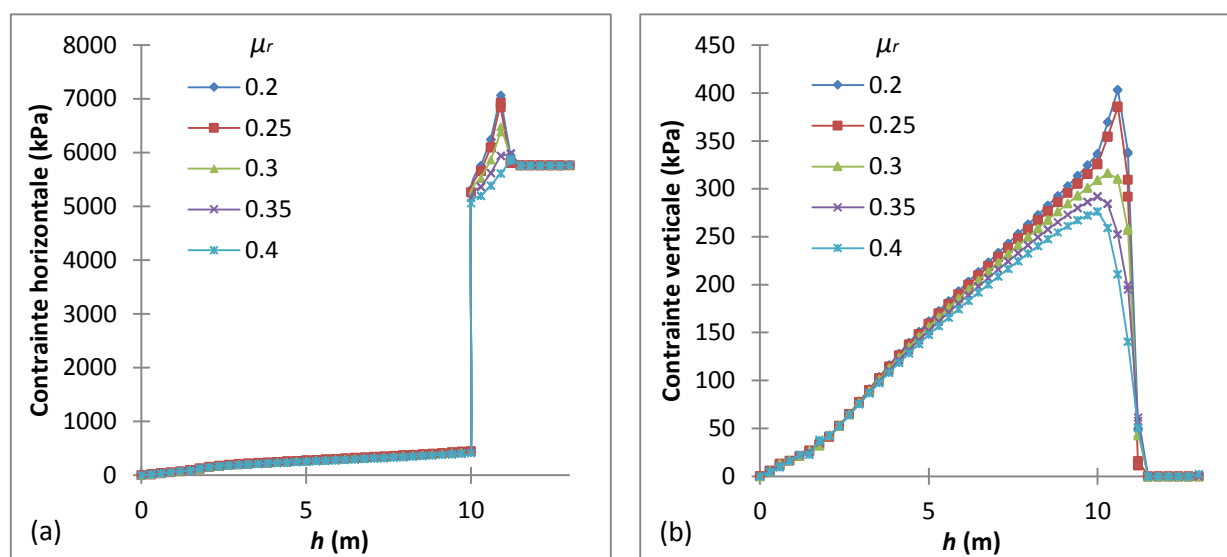


Figure 4.21: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de Poisson μ_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

L'influence de la résistance au cisaillement de la roche sur les contraintes horizontale et verticale le long de la ligne centrale du chantier minier est montrée aux figures 4.22 (pour l'angle de frottement ϕ_r) et 4.23 (pour la cohésion c_r). Ces résultats montrent plutôt que la résistance de la roche a peu d'effet sur les contraintes dans le remblai et dans le pilier, malgré un léger abaissement des contraintes observé dans le pilier-dalle avec l'augmentation de la résistance de la roche. Cela ne correspond pas à notre attente puisqu'une augmentation de la résistance de la roche aurait effet de diminuer les zones de plasticité autour du chantier. On s'attend donc à une réduction significative des contraintes dans le remblai et dans le pilier-dalle avec une

augmentation de la résistance de la roche. Plus de travaux sont nécessaires pour mieux comprendre cet aspect.

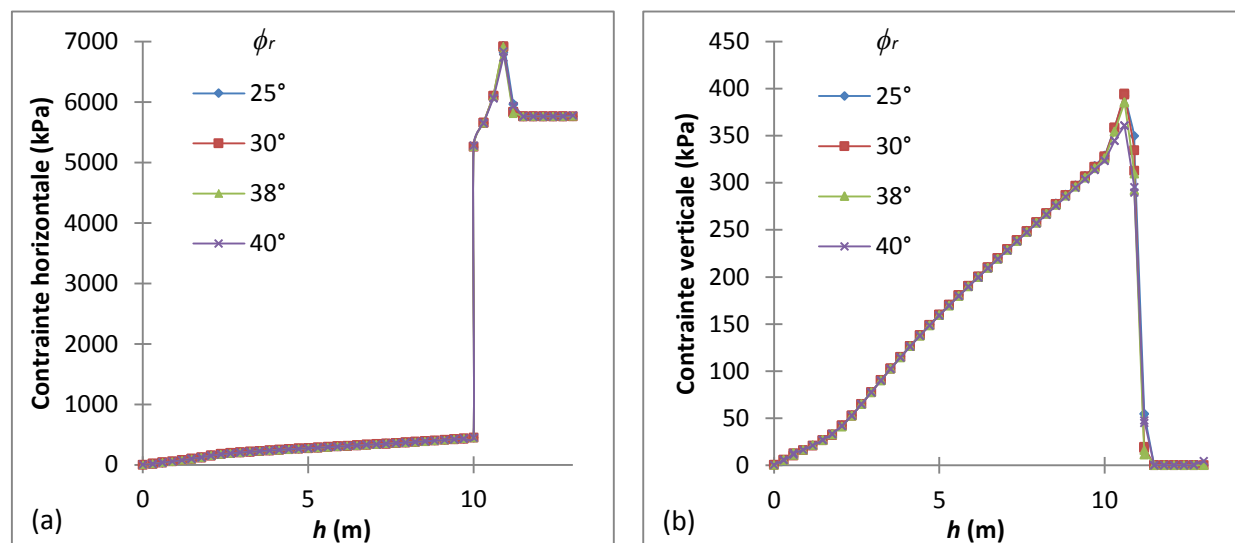


Figure 4.22: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents angles de frottement ϕ_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

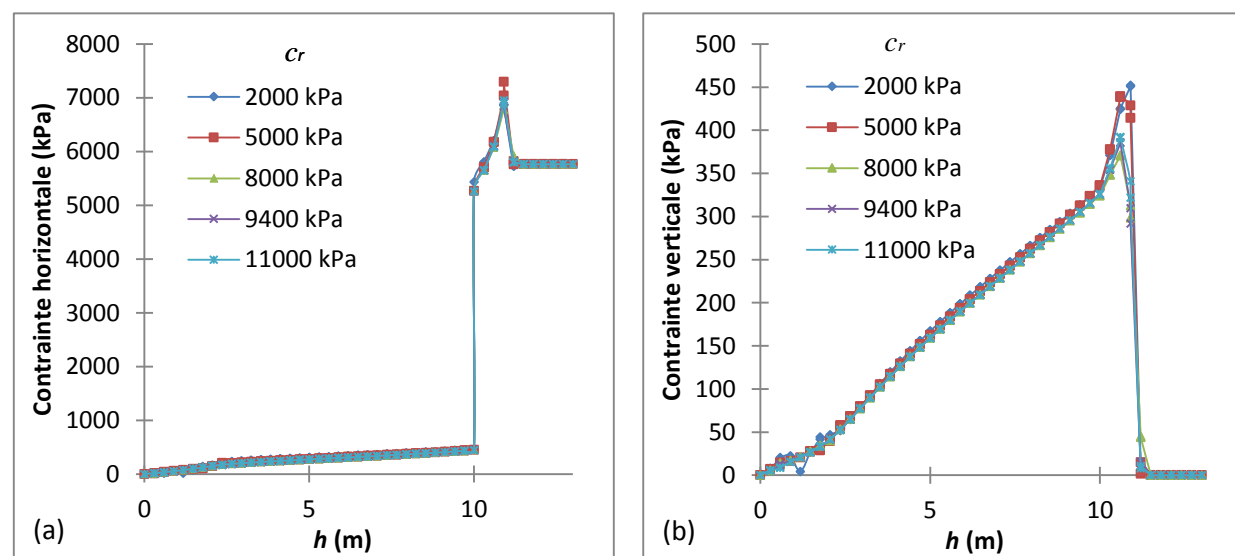


Figure 4.23: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différentes cohésions c_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

Quant au coefficient de pression des terres K_r , celui-ci influence énormément les contraintes le long de la ligne centrale du chantier comme on peut constater à partir de la figure 4.24. Plus grand est le coefficient K_r , plus importantes sont les contraintes dans le remblai et dans le pilier-dalle. Ceci est tout à fait normal parce qu'en augmentant K_r , on augmente en effet la contrainte horizontale σ_h appliquée par la roche sur le chantier, ce qui induit à une augmentation de la convergence des parois rocheuses après l'excavation du chantier au-dessous du pilier-dalle. Cela cause donc une augmentation des contraintes horizontale et verticale dans le remblai et dans le pilier-dalle.

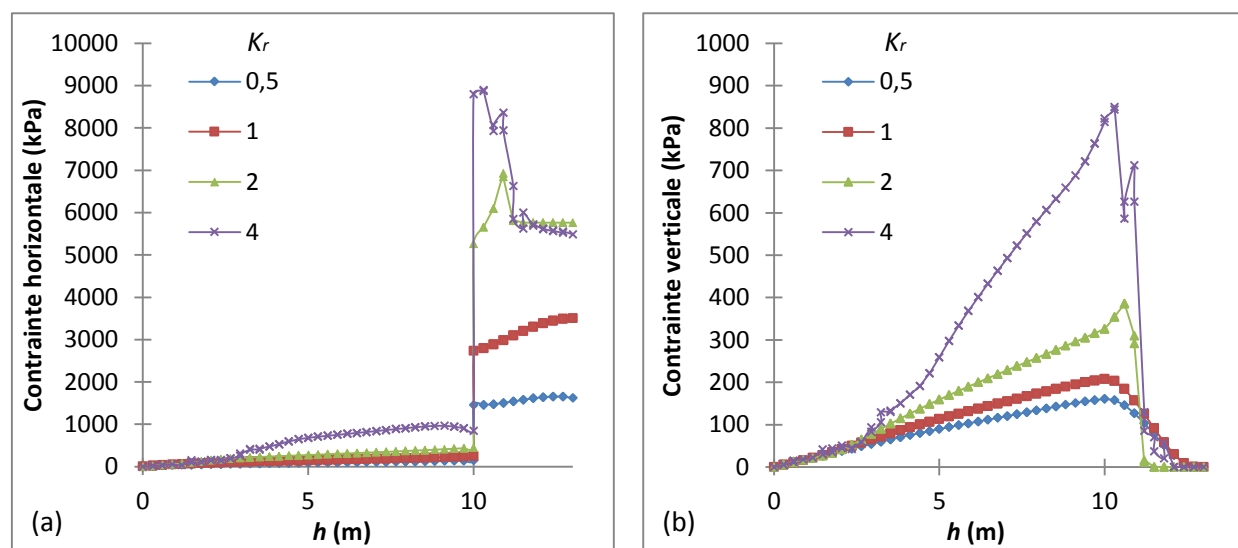


Figure 4.24: Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour différents coefficients de pression des terres K_r de la roche. Les paramètres utilisés sont indiqués dans le tableau 4.2.

4.4 Discussion

Les résultats numériques obtenus à partir des simulations réalisées sur les chantiers miniers soutenus par des piliers-dalles montrent que plusieurs paramètres peuvent influencer la distribution des contraintes dans le remblai et dans le pilier-dalle.

On remarque tout d'abord que la présence d'une excavation en bas du chantier minier fait augmenter les contraintes de façon considérable le long de la ligne centrale du chantier par rapport au cas où l'excavation au-dessous du pilier-dalle est négligée. Pour le cas de référence par exemple, la valeur de la contrainte horizontale σ_h devient 9 fois plus grande dans la partie inférieure du remblai après l'excavation du chantier sous-jacent et la contrainte verticale σ_v devient 2.5 fois plus importante. Cette augmentation significative des contraintes est causée par la convergence des parois du chantier qui à son tour est engendrée par l'excavation du chantier au-dessous du pilier-dalle. On remarque également que la valeur de la contrainte horizontale σ_h devient plus grande que celle de la contrainte verticale σ_v après l'excavation en bas du chantier, qui traduit un état partiellement passif du remblai. Encore une fois, c'est le résultat de la compression du remblai dans la direction horizontale par la convergence des parois rocheuses. La contrainte horizontale n'est plus le résultat d'un effet de la contrainte verticale comme le cas d'un chantier remblayé isolé. Par conséquent, le coefficient de pression des terres K dans le remblai sera supérieur à 1 et n'égale plus le coefficient actif de Rankine K_a comme montré dans le chapitre 3 pour le cas d'un chantier isolé.

On constate également que la profondeur z du chantier minier est un paramètre souvent négligé. Toutefois, les résultats des simulations numériques réalisées montrent que la profondeur du chantier affecte significativement les contraintes lorsqu'une excavation est réalisée sous le pilier-dalle. Plus le chantier minier est profond, plus les contraintes seront importantes.

On remarque aussi que des paramètres liés au massif rocheux entourant le chantier minier tels que le module de Young de la roche E_r , le coefficient de Poisson μ_r et le coefficient de pression des terres K_r , peuvent affecter significativement les contraintes le long de la ligne centrale du chantier minier.

Les paramètres d'un pilier-dalle affectent aussi les contraintes dans le remblai et dans lui-même, en particulier la contrainte verticale σ_v . On peut observer à partir des résultats obtenus numériquement le long de la ligne centrale du chantier qu'il y a une continuité de la contrainte verticale σ_v entre le remblai et le pilier-dalle. Ainsi, les propriétés du pilier-dalle vont influencer la distribution des contraintes à l'intérieur de celui-ci, mais vont également affecter la distribution de la contrainte verticale σ_v dans le remblai. On a observé que la valeur de σ_v dans le remblai devient plus importante avec l'augmentation de l'épaisseur du pilier-dalle e , du module de Young

E_p et du coefficient de Poisson μ_p . Mais celle-ci diminue avec l'augmentation de l'angle du frottement du pilier dalle ϕ_p et de sa cohésion c_p . Quant à la contrainte horizontale σ_h , celle-ci fait un saut à l'interface entre le remblai et le pilier-dalle traduisant une discontinuité des valeurs entre ces deux composants. La contrainte σ_h dans le remblai au-dessus du pilier-dalle serait donc peu sensible aux variations des propriétés du pilier-dalle lorsque sa stabilité est maintenue.

On peut conclure à partir des résultats présentés dans ce chapitre que des travaux sont nécessaires pour développer des nouvelles équations analytiques pour l'évaluation des contraintes dans les chantiers miniers. Ces nouvelles équations devraient considérer l'environnement avoisinant du chantier et en particulier les excavations conduites en dessous ou à proximité de ce dernier ainsi que les propriétés de la masse rocheuse et du pilier-dalle s'il y a lieu.

CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre présente les conclusions générales que l'on peut tirer de ce projet de recherche. Quelques recommandations seront ensuite proposées pour les travaux à effectuer suite à ce qui a été réalisé dans ce projet.

5.1 Conclusion

Dans un premier temps, on a évalué numériquement la distribution du coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ le long de la ligne centrale d'un chantier minier isolé. L'évaluation du coefficient de pression des terres K est nécessaire puisque la plupart des solutions analytiques pour l'évaluation des contraintes dans les chantiers miniers impliquent un tel coefficient. Certains chercheurs ont suggéré d'utiliser le coefficient de Jaky au repos K_0 , tandis que d'autres ont proposé d'appliquer le coefficient actif de Rankine K_a . Il est important de déterminer son expression afin de pouvoir obtenir une bonne estimation des contraintes dans les chantiers remblayés. Pour ce faire, des simulations numériques sont effectuées à l'aide du code SIGMA/W (validé en partie; voir Annexe 1) pour évaluer le coefficient K le long de la ligne centrale du chantier minier. L'influence des propriétés du remblai, de la roche et de la géométrie du chantier sur la variation du coefficient K a été également évaluée. Les principales conclusions que l'on peut tirer des résultats obtenus sont les suivantes :

- Le coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspond au coefficient actif de Rankine K_a le long de la ligne centrale des chantiers verticaux, excepté dans la partie supérieure du chantier à proximité de la surface. Ceci indique que le remblai est globalement en état actif au centre du chantier minier vertical.
- Pour les chantiers miniers inclinés, la valeur du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ augmente lorsque le chantier est plus incliné. Toutefois, les contraintes horizontale et verticale ne sont plus les contraintes principales, comme dans le cas d'un chantier vertical. Pour ce qui est du rapport entre les contraintes principales mineure et majeure $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ le long de la ligne centrale du chantier incliné, celui-ci correspond au coefficient actif de Rankine K_a peu importe

l'inclinaison du chantier. Cela indique que le remblai est en état actif le long de la ligne centrale du chantier même lorsque les chantiers sont inclinés.

- Vu que les parois du chantier minier sont rigides et leur mouvement est négligeable, les résultats suggèrent que l'état du remblai minier ne doit pas être associé seulement aux mouvements des murs du chantier. D'autres phénomènes peuvent intervenir sur l'état du remblai. Dans notre cas, l'état actif du remblai est atteint en raison des mouvements du remblai et l'atteinte de l'état ultime, dus au tassement de ce dernier pendant le remplissage du chantier minier.
- Si le mur ne bouge pas, un état de repos pourrait être attribué à un sol ou un remblai si et seulement si le sol ou le remblai est initialement en état de repos avant l'excavation ou la mise en place du remblai. La présente étude a montré que l'état du remblai lorsqu'on le dépose dans un chantier est en état actif (ultime) le long de la ligne centrale du chantier. Pour cette raison, un coefficient de pression des terres actif de Rankine doit s'appliquer le long de la ligne centrale du chantier même si les murs ne bougent presque pas pendant la déposition du remblai dans le chantier.
- Le coefficient de pression des terres K le long de la ligne centrale du chantier minier, est sensible à de nombreux paramètres en rapport avec la géométrie du chantier et les propriétés du remblai. Cependant, il n'est pas affecté par les propriétés de la masse rocheuse environnante, peu importe si celle-ci respecte un comportement linéaire élastique ou un comportement élasto-plastique. Cette conclusion est valide si le massif rocheux autour du chantier remblayé est stable.
- L'inclinaison du chantier minier α , ainsi que le coefficient de Poisson μ , l'angle de frottement interne ϕ et l'angle de dilatance ψ du remblai sont les principaux paramètres influençant le coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$.
- Le coefficient K_{Caceres} proposé par Caceres (2005) pour déterminer le coefficient de pression des terres $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ dans les chantiers miniers inclinés s'est avéré valide seulement pour le cas des chantiers subverticaux ($\alpha > 80^\circ$). Une équation inspirée de Ting et al. (2011) a été proposée (équation (3.1)), qui décrit bien les rapports entre les contraintes horizontale et verticale obtenus numériquement dans les chantiers miniers inclinés. Toutefois, celle-ci est

valide seulement lors de l'utilisation d'un remblai minier sans cohésion présentant un angle de dilatance nul et un coefficient de Poisson inférieur à 0.3.

Dans un second temps, on a analysé numériquement la distribution des contraintes dans le remblai et dans le pilier-dalle en prenant en compte l'excavation d'un chantier sous le pilier-dalle. Ce travail a été réalisé à l'aide du code Plaxis 2014 (validé à l'Annexe 3). L'évaluation des contraintes a été reportée le long de la ligne centrale du chantier minier dans la partie remblai et dans la partie pilier-dalle. L'influence de la profondeur et de la géométrie du chantier, ainsi que l'influence des propriétés du remblai, du pilier-dalle et du massif rocheux sur la variation des contraintes ont également été évaluées. Les conclusions suivantes ont été tirées de la présente étude numérique:

- La présence d'une excavation en bas du chantier minier a un effet considérable sur les contraintes par rapport au cas où l'excavation du chantier sous-jacent est négligée. Celles-ci atteignent des valeurs beaucoup plus importantes en comparaison à un chantier isolé. La contrainte horizontale devient plus grande que la contrainte verticale et le coefficient de pression des terres K dans le remblai devient supérieur à 1 et ne correspond plus au coefficient actif de Rankine K_a , comme montré pour un chantier isolé.
- En présence d'une excavation au-dessous du pilier-dalle, la profondeur du chantier minier affecte significativement les contraintes horizontale et verticale dans ce dernier. Celles-ci sont plus importantes lorsque le chantier est plus profond.
- D'autres paramètres en relation avec le pilier-dalle et le massif rocheux, tels que leurs modules de Young, leurs coefficients de Poisson et l'épaisseur du pilier-dalle influencent également la distribution des contraintes le long de la ligne centrale du chantier minier et plus en particulier, dans la partie remblai.
- Les résultats numériques indiquent que de nouveaux modèles analytiques pour la conception du remblai, des piliers-dalles et des barricades devraient être développés afin de prendre en considération l'effet de l'excavation sous-jacente et adjacente au chantier et l'influence des propriétés de la roche et du pilier-dalle.

5.2 Recommandations

En plus de ce qui a été réalisé et présenté dans ce mémoire, d'autres travaux sont nécessaires pour permettre une meilleure compréhension du comportement du remblai minier. Parmi les travaux additionnels à faire, on peut mentionner :

- L'évaluation des contraintes et du coefficient de pression des terres K en dehors de la ligne centrale du chantier minier, comme par exemple à proximité des parois ou le long de la largeur du chantier.
- L'évaluation des contraintes dans le chantier minier en considérant des excavations et des chantiers remblayés adjacents au même niveau que le chantier principal pour se rapprocher plus des conditions réels du terrain. Dans notre cas, on s'est contenté seulement d'une excavation sous-jacente au-dessous du pilier-dalle.
- L'évaluation du coefficient de pression des terres K pour des chantiers remblayés au-dessus des piliers-dalles.
- L'évaluation des contraintes et du coefficient de pression des terres en considérant le coefficient de Poisson μ et l'angle de frottement ϕ comme des paramètres reliés.
- L'évaluation des contraintes et du coefficient de pression des terres en considérant un critère de plasticité plus représentatif pour le pilier-dalle ; le critère de Mohr Coulomb n'est pas totalement approprié pour un remblai cimenté (surtout pour les contraintes de traction).
- Développement de nouvelles équations analytiques pour l'estimation des contraintes dans les chantiers miniers au-dessus des piliers-dalles qui prennent en considération la profondeur du chantier et les propriétés du pilier-dalle et du massif rocheux adjacent.
- Développement de nouvelles équations analytiques pour l'estimation du coefficient de pression des terres pour les remblais cohésifs ou pour les remblais présentant des angles de dilatance non nuls ou des coefficients de Poisson importants.
- Travaux supplémentaires pour mieux comprendre pourquoi la contrainte verticale augmente dans le remblai avec l'inclinaison du chantier en présence d'une excavation sous-jacente, alors qu'elle diminue avec l'inclinaison du chantier quand celui-ci est isolé.

- Travaux supplémentaires pour mieux comprendre l'influence des propriétés de la roche telles que sa résistance au cisaillement et son coefficient de Poisson sur la variation des contraintes dans un chantier au-dessus d'un pilier-dalle.

BIBLIOGRAPHIE

- Al-Hussaini, M. & Townsend, F. (1975). "Stress deformation of sand under K_0 conditions." *Proceedings 5th Panamerican Conference on Soil Mech and Found Eng* 1, 129-136.
- Alpan, I. (1967). "The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{OR} ." *Soils and Foundations*, 7(1), 31-40.
- Aubertin, M. (1999). "Application de la Mécanique des Sols pour l'Analyse du Comportement des Remblais Miniers Souterrains." Cours intensif (notes de cours non publiées), 14e Colloque en Contrôle de Terrain, Val-d'Or, 23-24 mars 1999. Association Minière du Québec.
- Aubertin, M., Bernier, L. & Bussière, B. (2002). "Environnement et gestion des rejets miniers" (CD-ROM), Presses internationales Polytechnique, Mont-Royal, Québec.
- Aubertin, M., Bussiere, B., & Chapuis, R. (1996). "Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines." *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 470-482.
- Aubertin, M., & Li, L. (2004). "A porosity-dependent inelastic criterion for engineering materials." *International Journal of Plasticity*, 20(12), 2179-2208.
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003). "Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes." *Soil and rock America*, 1, 1157-1164.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., Simon, R., Harvey, A., James, M., & Bussière, B. (2005). "Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés." In *Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment*, Rouyn-Noranda, QC, 15-18.
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). "A multiaxial stress criterion for short- and long-term strength of isotropic rock media" *International Journal of Rock mechanics and Sciences*, 37(8), 1169-1193.
- Aysen, A. (2005). *Soil mechanics: Basic concepts and engineering applications*, Taylor & Francis, New York.

- Belem, T. (2009). " Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés." *Rapport R-622*, IRSST.
- Belem, T. (2013). Note du cours de GML6603 - Remblais miniers. UQAT – École Polytechnique de Montréal.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). "The use of paste backfill as underground rock support: from its preparation to its underground delivery." *5th International Symposium on Ground Support in Mining & Underground Construction*. The Australian Centre for Geomechanics (ACG) and the Western Australian School of Mines (WASM). Balkema, 637–650.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). "Design and application of underground mine paste backfill technology." *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 147-174.
- Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2000). "Mechanical behaviour of cemented paste backfill ". *53rd Annual Conference of the Canadian Geotechnical Society, Montréal, QC, CANADA*, 373–380.
- Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2001). "The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill." *Tailings and Mine Waste'01*, Fort Collins. January, Belkema Ed: Rotterdam, 139-147.
- Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., & Dagenais, A. (2002a). "Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill." In *Proceedings of the 9th International Conference, Tailings and Mine Waste*, 2, 139-148.
- Belem, T., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2002b). "The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill". *Tailings and Mine Waste*, 1, 365-374.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). "Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill." *Fifth International Symposium on Ground Support*, Perth, Australia, pp. 28–30.
- Bell, A. L., (1915) "The lateral pressure and resistance of clay and supporting power of clay foundation" *Minutes of Proceedings, Institution of Civil Engineers*, London.

- Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussiere, B. (2002). "Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill." *Cement and Concrete Research*, 32(7), 1133-1144.
- Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004). "A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill." *Minerals Engineering*, 17(2), 141–152.
- Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., & St-Onge, J. F. (2005). "Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique." *20th Colloque de contrôle de terrains*. Association Minière du Québec, Val d'Or, Quebec, 22-23.
- Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, É., & Blier, A. (2008). "Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada." *Minerals Eng.*, 21, 330–340.
- Blight, G. (1986). "Pressures exerted by materials stored in silos: part I, coarse materials." *Géotechnique*, 36(1), 33-46.
- Blight, G. (2006). *Assessing loads on silos and other bulk storage structures: Research applied to practice*, Taylor & Francis, Balkema, Netherlands.
- Blight, G. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*, CRC Press, Balkema, Netherlands.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.
- Bois D., Poirier P., Benzaazoua M., & Bussière B., (2004). "A Feasibility Study on the Use of Desulphurized Tailings to Control Acid Mine Drainage." *36th Canadian Mineral processors operators Conference*, CIM Ed., 22-23 January, Ottawa. Paper n°24.
- Bowles, J. E. (1984). *Physical and geotechnical properties of soils*, 2nd Edition, McGraw-Hill, New York.
- Bowles, J. E. (1992). *Engineering properties of soils and their measurement*, 4th Edition, McGraw-Hill.
- Briaud, J. L. (2013). *Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils*. John Wiley & Sons.

- Bridges, M. (2003). "A New Era Of Fill-Retaining Barricades". *AMC Consultants Digging*, Deeper Newsletter, October 2003. 2-5
- British Standards Institution (2004). *Eurocode 7: Geotechnical Design, Part 1: general rules*, DDENV 1997-1: 2004, British Standards Institution, London.
- Brooker, E. W., & Ireland, H.O. (1965). "Earth pressure at rest related to stress history." *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), 1-15.
- Bussière, B. (2007). "Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches." *Can. Geotech. J.*, 44(9), 1019–1052.
- Bussière, B., Demers, I., Dawood, I., Plante, B., Aubertin, M., Peregoedova, A., Pepin, G., Lessard, G., Intissar, R., Benzaazoua, M., Molson, J.W., Chouteau, M., Zagury, G.J., Monzon, M., & Laflamme, D. (2011). "Comportement Géochimique et Hydrogéologique des Stériles de la Mine Lac Tio." *Compte-rendu du Symposium 2011 sur l'Environnement et les mines*, Rouyn-Noranda. Québec, Canada, CD-ROM
- Caceres, C. (2005). Effect of delayed backfill on open stope mining methods. M.S. thesis, Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C.
- CGS (2006). *Canadian foundation engineering manual*, 4th Edition, Canadian Geotechnical Society.
- Chou, L. C. (2012). Caractérisation des propriétés mécaniques du remblai minier rocheux cimenté par des méthodes non-destructives. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une application des règles de maximis & minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture", *Mémoires de mathématique & de physique présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers savans & lûs dans ses assemblées*, 7, 343-382, Paris.
- Das, B. M. (2010). *Principles of geotechnical engineering*, 7th Edition, Cengage Learning

- De Souza, E., Degagne, D., & Archibald, J. F. (2001). "Minefill applications, Practices and trends in Canadian mines". In *Minefill 2001: 7th International Symposium on Mining with Backfill*, 311-319.
- Donovan, J. G. (1999). The effects of backfilling on ground control and recovery in thin-seam coal mining, M.Sc. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, 148 p.
- El Mkadmi, N., (2012). Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effet du drainage et de la consolidation. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2011). "Numerical analysis of the early response of paste backfill in a vertical stope." *Mines without borders*, 22-25 May 2011, Montreal, QC. CIM, pp. 68-78.
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2011) "The effect of transient drainage on the stress state in backfilled mine stopes." *2011 Pan-Am CGS Geotech. Conf.*, Oct. 2-6, 2011, Toronto. 7p.
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2014). "Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes." *Canadian Geotechnical Journal* 51(1), 1-15.
- Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2009). "Some aspects of the mechanics of arching in backfilled stopes." *Can. Geotech. J.*, 46(11), 1322-1336.
- Falaknaz, N. (2014). Analysis of geomechanical behavior of two adjacent backfilled stopes based on two and three dimensional numerical simulations. Ph.D thesis, École Polytechnique de Montréal, Canada
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2013). "Numerical investigation of the stress state in adjacent backfilled mine stopes." *GeoMontreal 2013*. Canadian Geotechnical Society.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2014). "A numerical modelling study to assess the stress distribution in two nearby backfilled openings created in sequence." *GeoRegina 2014*. Canadian Geotechnical Society.

- Fall, M., & Benzaazoua, M., (2003). "Modeling and simulation of paste backfill performance properties." *Proceedings of 56th Canadian Geotechnical Conference*, September 28 to October 1, Winnipeg, Manitoba, Canada, 161-168.
- Fall, M., Benzaazoua, M., & Ouellet, S. (2004). "Effect of tailings properties on paste backfill performance". *Proceedings of the eight international symposium on mining with backfill*, 193-202.
- Fall, M., & Benzaazoua, M. (2005). Modeling the effect of sulphate on strength development of paste backfill and binder mixture optimization. *Cement and Concrete Research*, 35(2), 301-314.
- Fall, M., Belem, T., & Benzaazoua, M., (2005). "Tensile and compressive properties of underground paste backfill." *58th Canadian Geotechnical Conference; and 6th Joint IAHCNC and CGS Groundwater Speciality Conferences*, September, Saskatchewan, Canada, 8p.
- Farsangi, P. N. (1996). Improving cemented rockfilled design in open stoping, Ph.D thesis, McGill University, Montreal, Canada.
- Fatahi, B., Le, T. M., & Khabbaz, H. (2012). "Effects of initial stress state on performance of embankments on soft soils." *Australian Geomechanics*, 47(3), 77-88.
- Feda, J. (1978). *Stress in subsoil and methods of final settlement Calculation*, Elsevier, Prague.
- Feld, J. (1948) "Early history and bibliography of soil mechanics," communication présentée à *Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 1, 1-7.
- Frydman, S., & Keissar, I. (1987). "Earth pressure on retaining walls near rock faces." *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(6), 586-599.
- Gamache-Rochette, A. (2004). Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles, Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- GEO-SLOPE International Ltd (2010). "Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007." *An Engineering Methodology*, 4th Edition, GEO-SLOPE International Ltd, Canada.

- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., & Belem, T. (2007). "Evolution of cemented past backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time." *Proc., 60th Canadian Geotechnical Conf. & 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conf.*, Canadian Geotechnical Society, Ottawa, 2230–2236.
- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). "Évolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage." *Proc., 57th Canadian Geotechnical Conf. & 5th Joint CGS-IAH Conf.*, Canadian Geotechnical Society, Quebec City, Session 4G, 15–22.
- Gosselin, M., Aubertin, M., & Mbonimpa, M. (2007). "Évaluation de l'effet du degré de saturation sur la diffusion et la consommation d'oxygène dans des résidus miniers sulfureux". In *Proceedings of the 8th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conference and 90th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ont*, 21-24.
- Gnanapragasam, N. (2000). "Active earth pressure in cohesive soils with an inclined ground surface." *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 171–7.
- Grabinsky, M. W. (2010). In situ monitoring for ground truthing paste backfill designs. *Paste 2010*, Toronto, 85-98.
- Grice, T. (1998). "Underground mining with backfill". *Proceedings of the 2nd Annual Summit-Mine Tailings Disposal Systems*, 234-239.
- Handy, R. L. (1985). "The arch in soil arching." *Journal of Geotechnical Engineering* 111(3), 302-318.
- Handy, R. L., & Spangler, M. (2007). *Geotechnical engineering: soil and foundation principles and practice*, McGraw Hill Professional.
- Hartman, H. L. (ed.) (1992). *SME mining engineering handbook*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration.
- Harvey, A. (2004). Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées (génie minéral), École Polytechnique de Montréal, Canada, 136 p.

- Hassani, F. P., & Bois, D. (1992). "Economic and technical feasibility for backfill design in Quebec underground mines." *Final report 1/2*, Canada, Quebec Mineral Development Agreement, Research and Development in Quebec Mines.
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). *Mine backfill (CD-ROM)*, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montreal.
- Hassani F., Ouellet J., Zhu Z. & Roy A., (2004). "Paste Backfill Behaviour in a Narrow Vein Mine: in Situ Stress and Strain Monitoring. Minefill 2004 Symposia." *the Eighth International Symposia on Mining with Backfill*, Beijing, China on September 19-21, 257 – 267.
- Hendron, A. J. (1963). *Behavior of sand in one dimensional compression*, University of illinois.
- Herget, G. (1974). "Ground stress determinations in Canada". *Rock Mechanics*, 6(1), 53-64.
- Hernandez, M. A. (2007). Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée. Mémoire de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Hill, J. R., McDonald, M. M., & McNay, L. M. (1974). *Support performance of hydraulic backfill: a preliminary analysis* (Vol. 7850). US Bureau of Mines.
- Hiramatsu, Y., & Oka, Y. (1962). "Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state." *Mem. Fac. Eng. Kyoto Univ*, 24, 56-76.
- Hiramatsu, Y., & Oka, Y. (1968). "Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 5(4), 337-353.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2011). *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Pearson Education, Limited.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980) "Empirical strength criterion for rock masses." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106, 1013-1035.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997) "Practical estimates of rock mass strength." *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 34(8), 1165-1186.

- Hughes, P., Pakalnis R., Hitch, M., & Corey, G. (2010). "Composite paste barricade performance at Goldcorp Inc. Red Lake Mine, Ontario, Canada." *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 24(2), 138-150.
- Iglesia, G. R., Einstein H. H., & Whitman R. V. (1999). "Determination of vertical loading on underground structures based on an arching evolution concept." *Geotechnical Special Publication* (90), 495-506.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2002). *FLAC Fast lagrangian analysis of continua, user's guide*, Minneapolis.
- Jaky, J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest." *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22), 355-358.
- Janssen, H. A. (1895). "Versuche über getreidedruck in gilozellen." *Verein Deutscher Ingenieure*, 39, 1045-1049. (Partial English translation in *Proc. Inst. Civ. Engrs*, 1986, 553).
- Kermani, M. F., Hassani, F. P., Isagon, I., Nokken, M., & Haj-Zamani, S. (2011). "Investigation into mechanical & microstructural properties of Gelfill". PQ corporations.
- Knutsson, S., (1981). "Stresses in hydraulic backfill from analytical calculations and in situ measurements". *1st Conf. on Backfill in Mining*, Lulea, Sweden.
- Krynine, D. (1945). "Discussion of stability and stiffness of cellular cofferdams by Karl Terzaghi." *Transactions, ASCE* 110, 1175-1178.
- Ladanyi, B., & Hoyaux B., (1969). "A study of the trap-door problem in a granular mass." *Canadian Geotechnical Journal*, 6(1), 1-14.
- Ladd, C. C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F., & Poulos, H. G. (1977). "Stress deformation and strength characteristics, state of the art report" *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, 421-494.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.
- Lancellotta, R. (2002). "Analytical solution of passive earth pressure." *Géotechnique*, 52(8), 617-619.
- Landriault, D. A., Verburg, R., Cincilla, W., & Welch, D. (1997) "Paste technology for underground backfill and surface tailings disposal applications." *Short course notes*,

Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Technical workshop–April 27, Vancouver, British Columbia, Canada, 120 p.

- Le Roux, K., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2005). "Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine." *Institution of Mining and Metallurgy: Mining Technology*, 114(2), 65-80.
- Lee, Y. N. & Jin, B. J. (1979). "Measurement and prediction of K_0 ." *Journal of the Korean society of civil engineers*, 27(2), 57-66.
- Lerche, R., & Renetzeder, H. (1984). "Development of pumped fill at Grund Mine, Preussag AG Metall." *Proceedings of the 9th International Conference on the Hydraulic Transport of Solids in Pipes*, Rome, Italy, 24
- Li, L. (1997). Etude experimental du comportement hydromecanique d'une fracture, thèse de doctorat, Paris 7 University. France.
- Li, L (2013). Note du cours de MIN3116 – Exploitation en souterrain. École Polytechnique de Montréal, 2013.
- Li, L. (2014). "A Generalized Solution for Mining Backfill Design." *ASCE International Journal of Geomechanics* (available online).
- Li, L. & Aubertin, M. (2003). "A general relationship between porosity and uniaxial strength of engineering materials." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(4), 644–658.
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). "An improved analytical solution to estimate the stress state in sub-vertical backfilled stopes." *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487-1496.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). "Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill." *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 1-11.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). "A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes." *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4), 559-569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009c). "Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes." *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52-62.

- Li, L., & Aubertin, M. (2010). "An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes." *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5(4), 237-245.
- Li, L., & Aubertin, M. (2012). "A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes." *Canadian Geotechnical Journal*, 49(8), 877–890.
- Li L., & Aubertin, M. (2014). "A modified solution to assess the required strength of backfill in mine stopes." *Elsevier International Journal of Mining Science and Technology* (in press).
- Li L., Aubertin, M., Simon, R., & Bussière, B. (2005a) "Formulation and application of a general inelastic locus for geomaterials with variable porosity." *Canadian Geotechnical Journal* 42(2), 601–623.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005b). "Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings." *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1705-1717.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2006). "Erratum: Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings." *Can. Geotech. J.*, 43(3), 338–339
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., & Simon, R. (2007). "Stress distribution in inclined backfilled stopes." *Proc., 9th Int. Symp. In Mining with Backfill* (CD-ROM), CIM, Montreal, Québec.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T., (2003). "Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC". *Proceedings of the 3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics, Ontario, Canada*.
- Li, L., Dubé, J. S., & Aubertin, M. (2013). "An extension of Marston's solution for the stresses in backfilled trenches with inclined walls." *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(4), 1027-1039.
- Li, L., Dubé, J. S., & Zangeneh-Madar, Z., (2012). "Estimation of total and effective stresses in trenches with inclined walls." *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6(4), 525-538.

- Marston, A. (1930). "The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments". *Bulletin No. 96, Iowa, Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.*
- Massarsch, K. R. (1979). "Lateral earth pressure in normally consolidated clay." The seventh european conference on soil mechanics and foundation engineering, 2, Brighton, England, 245-250
- Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H. (1982). "K₀-OCR relationships in soil." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(6), 851-872.
- McCarthy, D. F. (1988). *Essentials of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics*, 3th Edition Prentice Hall Books.
- McCarthy, D. F. (2007). *Essentials of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics*, 7th Edition Prentice Hall Books.
- Mesri, G., & Hayat, T. (1993). "The coefficient of earth pressure at rest." *Canadian Geotechnical Journal*, 30(4), 647-666.
- Michalowski, R. L. (2005). "Coefficient of earth pressure at rest." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(11), 1429-1433.
- Mitchell, R.J., Olsen, R.S., & Smith, J.D. (1982). "Model studies on cemented tailings used in mine backfill." *Canadian Geotechnical Journal*, 19, 14-28.
- Mitchell, R. J. (1991). "Sill mat evaluation using centrifuge models." *Mining Science and Technology*, 13(3), 301-313.
- Nantel, J. H. (1998). "Recent developments and trends in backfill practices in Canada." *Proceedings of the 6th International Symposium on Mining with Backfill*, Brisbane, Australia, 11-14.
- Ouellet, J., & Servant, S. (2000). "In-situ mechanical characterization of a paste backfill with a self-boring pressuremeter". *CIM bulletin*, 93(1042), 110-115.
- Ouellet, S., Bussière, B., Benzaazoua, M., Aubertin, M., Belem, T. & Fall, M. (2003). "Sulphide reactivity within cemented paste backfill: oxygen consumption test results" *Proceedings of the 56th Annual Canadian Geotechnical Conference and 4th Joint IAHCNC/CGS Conference*, Winnipeg

- Ouellet J., Hassani F., & Zhu Z. (2004). "Paste backfill behaviour in a bulk mine: in situ stress measurement and monitoring. minefill 2004 symposia", *the Eighth International Symposia on Mining with Backfill*. Beijing, China on September 19-21, 2004, 273 – 280.
- Ouellet, S., Bussière, B., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M. & Aubertin, M. (2006). "Reactivity and mineralogical evolution of an underground mine sulphidic cemented paste backfill." *Mineral Engineering*, 19, 401-419.
- Oulbacha, Z. (2014). Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté : Une vérification des modèles de Mitchell. Mémoire de Maîtrise, Ecole Polytechnique de Montréal, Canada.
- Paik, K. H., & Salgado, R. (2003). "Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects." *Geotechnique*, 53(7), 643-653.
- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T., Blake, W., & MacLaughlin, M. (2005). "Design spans-underhand cut and fill mining." *Proceedings of 107th CIM-AGM*, Toronto.
- Pariseau, W. G., Hill, J. R. M., McDonald, M. M., & McNay L. M. (1976). A support-performance prediction method for hydraulic backfill (No. 8161-8163). US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.
- Peregeodova, A. (2012). Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada
- Pirapakaran, K. & Sivakugan N. (2007a). "Arching within hydraulic fill stopes." *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(1), 25-35.
- Pirapakaran, K. & Sivakugan N. (2007b). "A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope." *ASTM geotechnical testing journal* 30(6), 496-503.
- Plaxis, B. (2014). "Plaxis, finite element code for soil and rock analyses." *RBJ Brinkgreve. Delft*, Netherlands.
- Potvin, Y. (2005). *Handbook on Mine Fill*. Nedlands, Western Australia: Australian Centre for Geomechanics.

- Powrie, W. (2004). *Soil mechanics: concepts and applications*. 2nd Edition, Spon Press.
- Rankine, W. J. M. (1857). "On the stability of loose earth". *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, London, 147, 9-27.
- Rankine, K., & Sivakugan, N. (2005). "Drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine fill and fill barricades." Vol. 16, pp. 579, AA Balkema Publishers.
- Rankine, R.M., Rankine, K.J., Sivakugan, N., Karunasena, W. & Bloss, M., (2001). "Geotechnical characterisation and stability analysis of BHP Cannington paste backfill". *Proceedings of 15th ISSMGE*, Istanbul, Turkey, 1241-1244.
- Rankine, K., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2006). "Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines." *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(1), 1-14.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). "Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand." *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 718-733.
- RocScience (2002). *Phase2: 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations*, Toronto, Canada.
- Salencon, J. (1969). "Contraction quasi-statique d'une cavite a symetrie spherique ou cylindrique dans un milieu elastoplastique." *Annales des ponts et chaussées*, 4, 231-236.
- Sherif, M. A., Fang, Y. S., & Sherif, R. I. (1984). " K_a and K_0 behind Rotating and Non-Yielding Walls." *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(1), 41-56.
- Sherif, M. A., & Koch, D. E. (1970). "Coefficient of earth pressure at rest as related to soil precompression ratio and liquid limit." *Highway Research Record*, 323.
- Simms, P., & Grabinsky, M. (2009). "Direct measurement of matric suction in triaxial tests on early-age cemented paste backfill." *Canadian Geotechnical Journal*, 46(1), 93-101.
- Singh, S., Shukla S. K., & Sivakugan, N. (2011). "Arching in Inclined and Vertical Mine Stopes." *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5), 685-693.
- Singh, S., Sivakugan N., & Shukla, S. K. (2010). "Can soil arching be insensitive to ϕ ?" *International Journal of Geomechanics*, 10(3), 124-128.

- Smith J. D., Dejongh C. L., & Mitchell R. J. (1983). "Large scale model tests to determine backfill strength requirements for pillar recovery at the Black Mountain Mine." In: *Proceedings of international symposium on mining with backfill*, Lulea, June 7–9, 413–423.
- Sobhi M. A., Oulbacha Z., & Vu H. H. (2013). " Design préliminaire d'un système de remblayage minier souterrain" *Rapport TPI*, GML6603: Remblais Miniers.
- Sobhi M.A., Li L., & Aubertin M., (2014). "Numerical investigation of the lateral earth pressure coefficient along the VCL of vertical backfilled stopes". *Proceedings of GeoRegina 2014*.
- Spangler, M. G., & Handy, R. L. (1984) *Soil Engineering*, Harper and Row, New York
- Take, W., & Valsangkar, A. (2001). "Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width." *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1220-1230.
- Talesnick, M. (2012). "A different approach and result to the measurement of K_0 of granular soils." *Géotechnique*, 62(11), 1041-1045.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
- Tschebotarioff, G.P. (1973). *Foundations: retaining and earth structures: the art of design and construction and its scientific basis in soil mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Thompson, B., Grabinsky, M., & Bawden, W. (2011). "In situ monitoring of cemented paste backfill pressure to increase backfilling efficiency". *CIM Journal*, 2(4).
- Thompson, B., Bawden, W., & Grabinsky, M. (2012). "In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine." *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7), 755-772.
- Ting, C. H., Shukla, S. K., & Sivakugan, N. (2011). "Arching in soils applied to inclined mine stopes." *International Journal of Geomechanics*, 11(1), 29-35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., & Shukla, S. K. (2012). "Laboratory simulation of the stresses within inclined stopes." *ASTM geotechnical testing journal*, 35(2), 280-294.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., Read, W., & Shukla, S. K. (2014). "Analytical Expression for Vertical Stress within an Inclined Mine Stope with Non-parallel Walls." *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 577-586.

- Van Horn, D. (1964). "A study of loads on underground structures". *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction*.
- Vick, S.G. (1990). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. Vancouver: BitTech Publisher Ltd.
- Wang, Y.-Z. (2000). "Distribution of earth pressure on a retaining wall" *Geotechnique*, vol. 50, 83-88,.
- Winch, C. (1999). Geotechnical characteristics and stability of paste backfill at BHP Cannington mine. B. E. Hons Thesis, James Cook University, Townsville, Australia
- Yang, X. L. (2007). "Upper bound limit analysis of active earth pressure with different fracture surface and nonlinear yield criterion." *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 47(1), 46-56.
- Yilmaz, E. (2010). "Investigating the Hydrogeotechnical and Microstructural Properties of Cemented Paste Backfill using the CUAPS Apparatus" (Ph.D, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue).
- Yumlu, M., & Guresci, M. (2007). "Paste backfill bulkhead monitoring – a case study from Inmet's Cayeli Mine, Turkey". In *Proceedings of MINEFILL 2007*, Montréal, 29 April – 3 May 2007. CIM, Montréal. Paper No. 2479.
- Yumlu M. (2008). "Barricade pressure monitoring in paste backfill". *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, 24(4/3), 233-244.

ANNEXES

ANNEXE 1 – Validation du Code SIGMA/W 2007

SIGMA/W 2007 est un logiciel d'éléments finis et un module de Geostudio 2007. Il sert à traiter des problèmes associés aux contraintes et déformations en géotechnique. Il incorpore des modèles constitutifs, notamment le modèle linéaire élastique et le modèle élasto-plastique.

Pour utiliser le code SIGMA/W 2007, il faut avant tout s'assurer que cet outil soit fiable et qu'il fournit des résultats corrects et conformes aux modèles analytiques existants pour des lois de comportement de matériaux différentes. Dans ce qui suit, on présentera la validation de l'utilisation du code SIGMA/W. Cette validation sert aussi à maîtriser le logiciel et la procédure de simulation et vérifier les limitations et les erreurs du logiciel.

A1.1 Modèle linéaire élastique

A1.1.1. Solution analytique

La vérification se fera en modélisant une excavation d'un cylindre de longueur infinie dans un espace infini et en comparant par la suite les résultats obtenus par le logiciel avec ceux obtenus par les formules de champs de contraintes et de déplacements développées par Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968) Wang et al. (1981) :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta + \tau_{xy}^\infty \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \quad (A1.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta - \tau_{xy}^\infty \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \quad (A1.2)$$

et par les formules de champs de déplacements développées par Li (1997) :

$$U = \frac{1}{E} \left\{ \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} (1 + \nu) + \left[-(1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} + 4(1 - \nu^2) \right] \left[\frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy}^\infty \sin 2\theta \right] \right\} \frac{a^2}{r} \quad (\text{A1.3})$$

$$V = -\frac{1 + \nu}{E} \left[\frac{a^2}{r^2} + 2(1 - 2\nu) \right] \left[\frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy}^\infty \cos 2\theta \right] \frac{a^2}{r} \quad (\text{A1.4})$$

où,

- σ_r est la contrainte radiale,
- σ_θ est la contrainte orthoradiale,
- U, V sont les composantes de déplacement dans les directions r, θ respectivement,
- a est le rayon du cylindre,
- ν est le coefficient de Poisson,
- r, θ, z sont les coordonnées cylindriques,
- $\sigma_x^\infty, \sigma_y^\infty, \sigma_z^\infty, \tau_{xy}^\infty$ sont les composantes du champ de contraintes à l'infini.

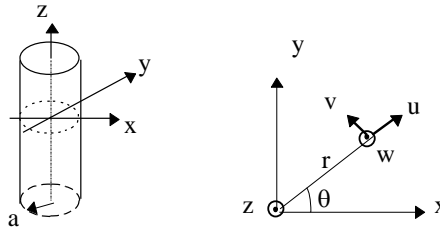


Figure A1.1 : Cylindre à longueur infinie dans un espace infini avec un champ de contrainte régional.

A1.1.2 Modélisation avec le code SIGMA/W 2007

La modélisation de ce problème sera faite en considérant un massif rocheux où l'on va extraire le cylindre. Ce massif rocheux sera considéré comme linéaire élastique avec les propriétés suivantes :

- $E = 50 \text{ GPa}$,
- $\nu = 0.334$,
- $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$ (pour simuler une gravité nulle).

Le logiciel SIGMA/W 2007 permet de traiter le problème par des étapes reliées entre elles qui rendent la modélisation plus réaliste, à savoir une étape mère d'initialisation où l'on va appliquer les contraintes et définir les conditions frontières sans faire d'excavation et une étape fille qui héritera des contraintes de l'étape mère, où l'on va créer l'excavation du cylindre.

Dans la première étape, les parois verticales seront fixées suivant l'axe x et une contrainte normale de 20 MPa sera appliquée sur le côté supérieur et le côté inférieur du modèle. Quant à la deuxième étape, les parois du modèle seront toutes fixées, suivant l'axe x pour les parois verticales et suivant l'axe y pour les parois horizontales. La figure A1.2 décrit les deux étapes et leurs conditions frontières.

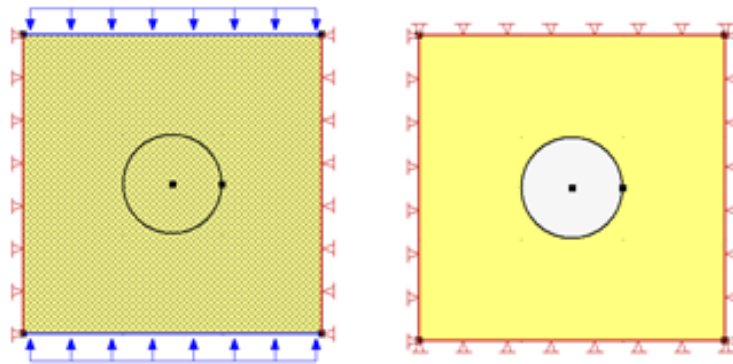


Figure A1.2 : Modèle à gauche ou étape mère: Massif rocheux avant excavation - Modèle à droite ou étape fille: Massif rocheux après excavation

Avant de traiter le problème et comparer les résultats numériques obtenus avec les résultats analytiques, il faut tout d'abord trouver le domaine et le maillage optimaux pour réaliser la modélisation.

A1.1.2.1 Effet du domaine

Le problème traite l'excavation d'un cylindre dans un espace infini, mais cet espace sera limité au niveau de la modélisation. Il faut noter que plus grand est le domaine, plus laborieux seront les calculs et plus long sera le temps de résolution du problème. C'est pour cette raison qu'il faut

utiliser un domaine optimal qui permet d'obtenir des résultats corrects et ainsi éviter les calculs inutiles et les pertes du temps.

L'effet du domaine sera étudié en agrandissant la taille du modèle jusqu'à obtention de résultats constants. Dans un premier temps, le modèle aura une taille de $1d$ de chaque côté de l'excavation où d représente le diamètre du cylindre excavé. Par la suite, la taille du domaine sera agrandie pour prendre des valeurs de $2d$, $3d$, $4d$, $5d$, $6d$ et $7d$ de chaque côté de l'excavation. Pour chaque domaine ou taille du modèle, les contraintes et déplacements seront calculés aux points A et B comme montrés sur la figure A1.3. Le point A est situé sur la paroi du cylindre excavé et le point B est situé à l'intérieur du massif rocheux à 45° par rapport à la verticale. On va évaluer par la suite la variation des différents paramètres à ces deux points, à savoir les contraintes horizontales et verticales et les déplacements horizontaux et verticaux. Le domaine optimal sera celui où les derniers paramètres évalués se stabilisent et ne varient plus en agrandissant davantage la taille du modèle.

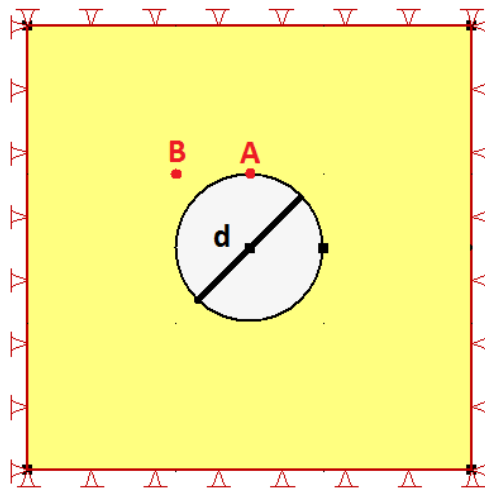


Figure A1.3: Les deux points choisis pour évaluer l'effet du domaine.

Les figures A1.4 à A1.7 représentent les résultats obtenus avec le code SIGMA/W 2007 concernant la variation des paramètres évalués en fonction de la taille du domaine.

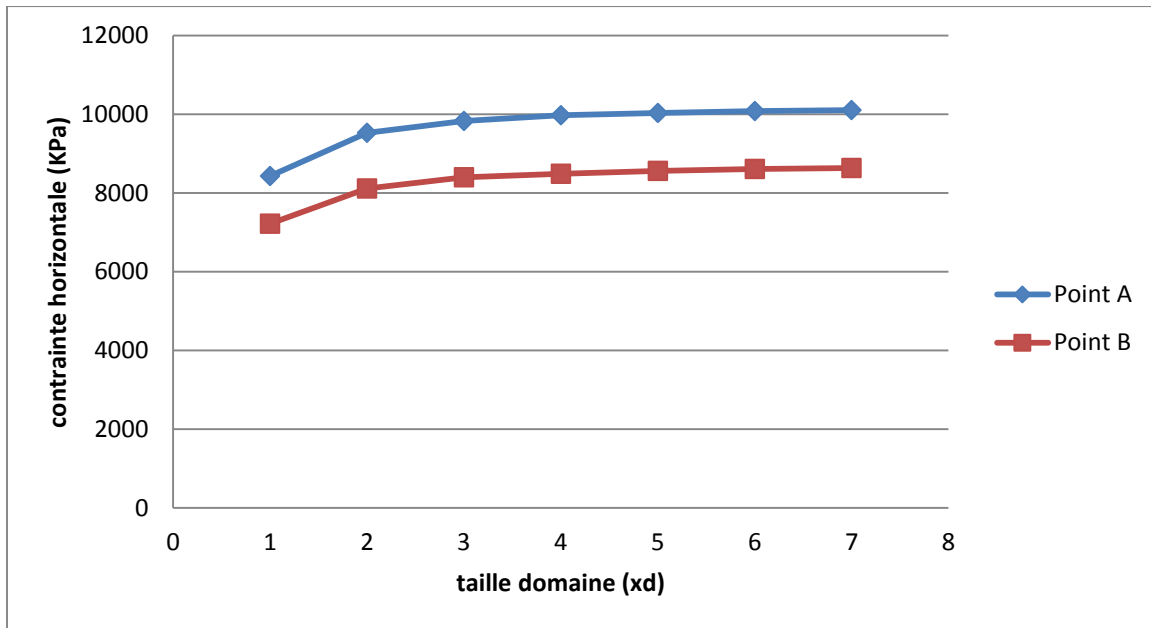


Figure A1.4 : Variation de la contrainte horizontale aux points A et B en fonction de la taille du domaine

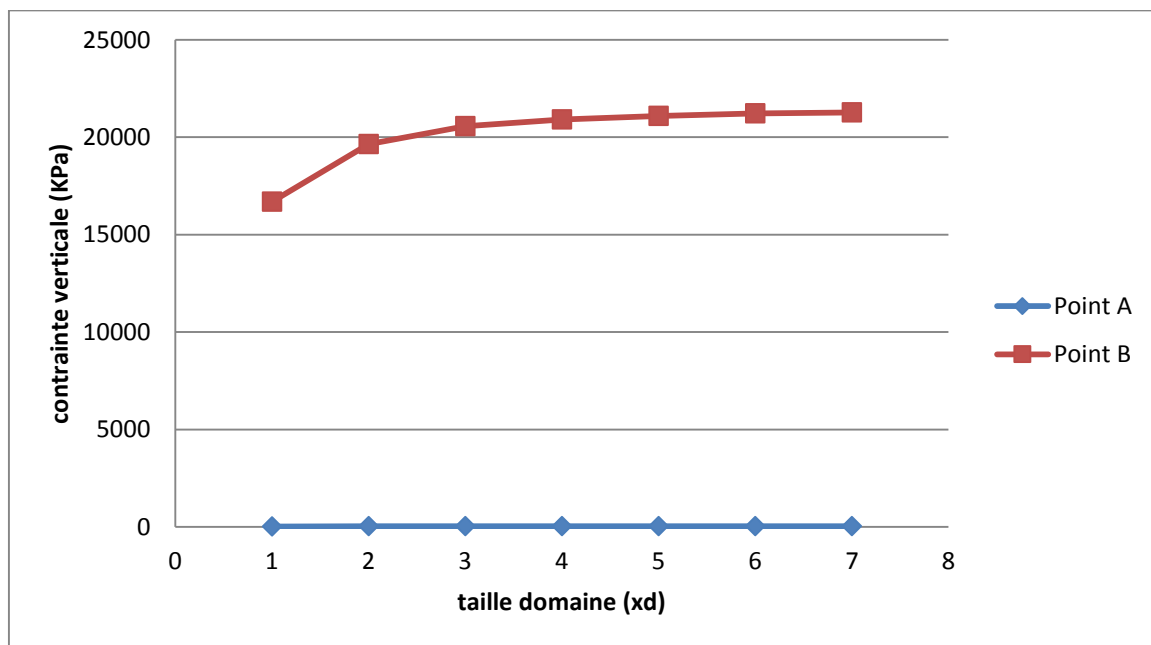


Figure A1.5 : Variation de la contrainte verticale aux points A et B en fonction de la taille du domaine

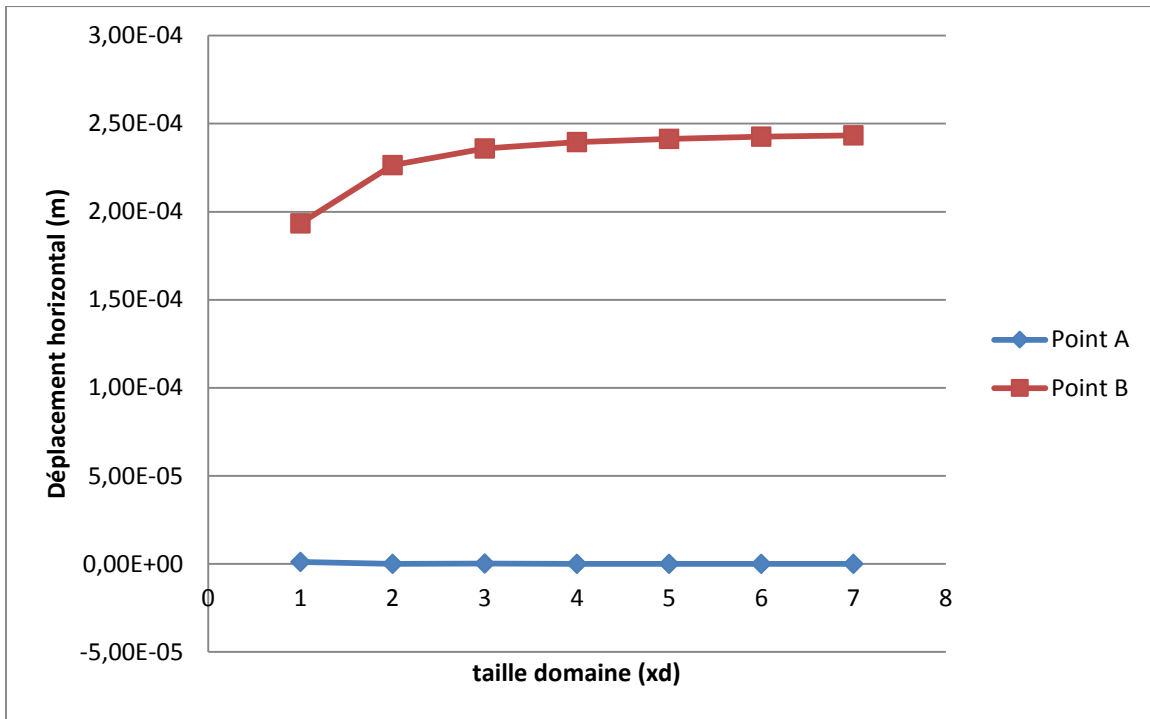


Figure A1.6 : Variation du déplacement horizontal aux points A et B en fonction de la taille du domaine

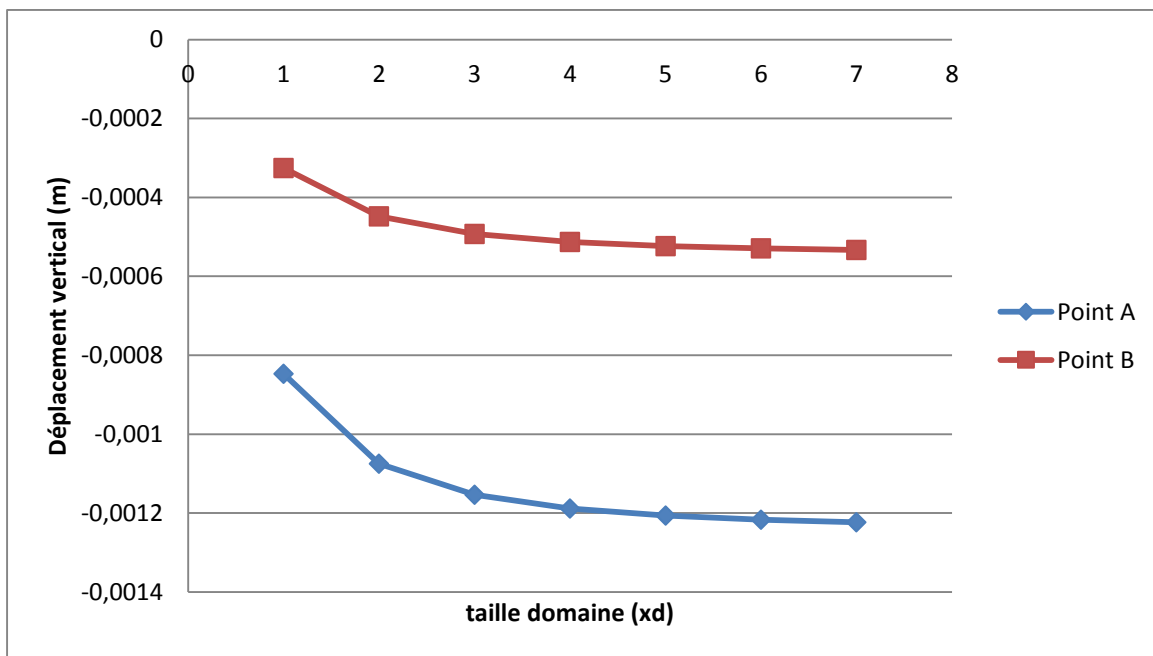


Figure A1.7 : Variation du déplacement vertical aux points A et B en fonction de la taille du domaine

D'après les résultats obtenus, on remarque que les valeurs des différents paramètres se stabilisent au bout de $5d$ aux points A et B. C'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de prendre un modèle plus large pour modéliser ce problème. Un modèle avec une taille égale à 5 fois le diamètre du cylindre de chaque côté de l'excavation est suffisant. C'est le domaine optimal.

▪ Héritage des déformations

Comme expliqué précédemment, le logiciel SIGMA/W 2007 permet de faire des modélisations par étapes, où chaque étape fille hérite les contraintes antérieures de l'étape mère. Le logiciel permet d'hériter, en plus des contraintes, les déformations subies par l'étape mère. Pour ce faire, il suffit simplement de décocher la case « Exclude deformation and cumulative values from previous analyses » proposée lors de la création du fichier fils. Pour savoir si l'on doit cocher cette case ou non pour réaliser l'étude, un essai a été réalisé en décochant cette case et les résultats concernant le déplacement vertical aux points A et B sont comparés sur la figure A1.8. D'après l'observation des courbes obtenues, il n'est pas correct d'inclure les déformations dans l'héritage entre le fichier père et le fichier fils.

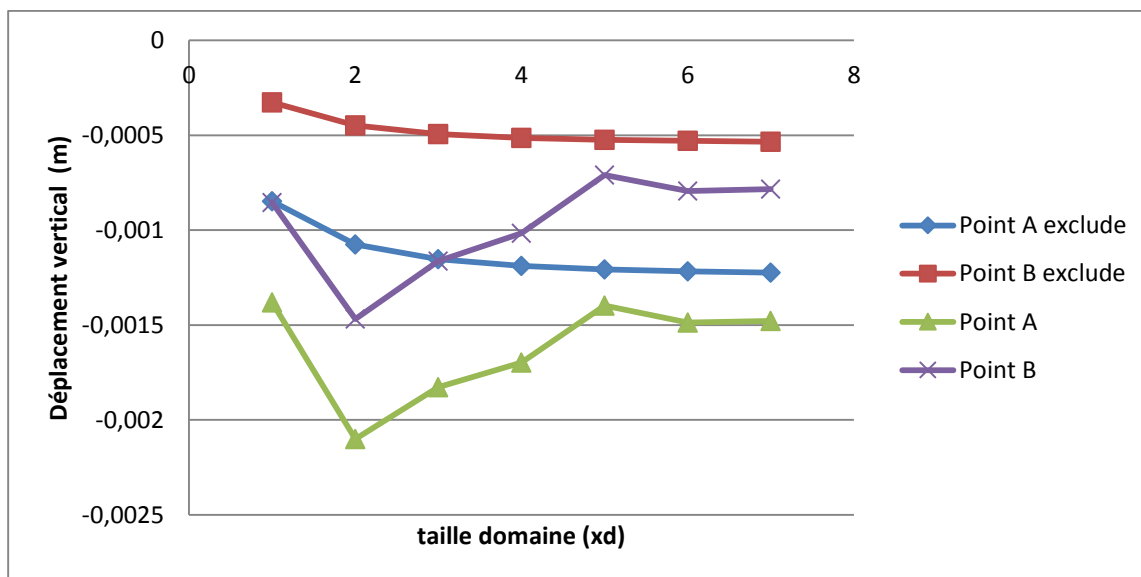


Figure A1.8 : Comparaison de la variation du déplacement vertical aux points A et B en fonction de la taille du domaine, en incluant ou non l'héritage des déformations

A.1.1.2.2 Effet du maillage

Le maillage est un point essentiel à prendre en considération avant d'entamer la modélisation parce qu'il peut influencer énormément les résultats obtenus. Il faut donc bien penser à la manière de mailler le modèle étudié afin d'obtenir des résultats corrects. Il faut noter aussi qu'un maillage très fin peut s'avérer inutile parce que les calculs seront laborieux et le temps de résolution de problème sera très long. Pour éviter donc les pertes de temps et les calculs inutiles, il faut évaluer l'effet du maillage sur les résultats obtenus avec le logiciel et trouver un maillage optimal qui permet d'obtenir des résultats corrects en moins de temps possible.

En général, l'étude de sensibilité du maillage se fait en modifiant la taille et le nombre des éléments du maillage jusqu'à stabilisation des résultats. Dans notre problème, l'excavation est une partie sensible de notre modèle, notamment le cercle du cylindre. Ce dernier est une géométrie que le logiciel ne produit pas parfaitement comme on peut le voir sur la figure A1.9. Avec un maillage de 2 m de taille, le logiciel nous produit un octogone seulement, ce qui est différent de notre problème analytique. C'est pour cette raison que l'on va diviser le cercle en des petites divisions comme montré dans la figure A1.10 afin de se rapprocher de notre géométrie et obtenir des résultats précis autour de l'excavation.

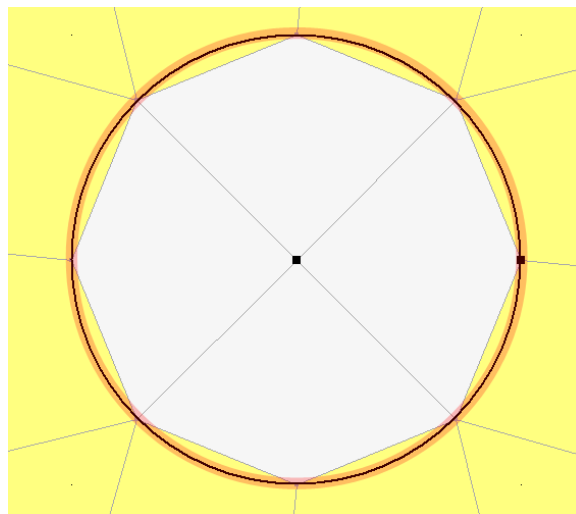


Figure A1.9 : Le polygone obtenu suite à un maillage par éléments de 2 m de taille

L'effet du maillage sera donc évalué en considérant les deux critères suivants :

- Le nombre de divisions dans le cercle
- La taille des éléments du maillage

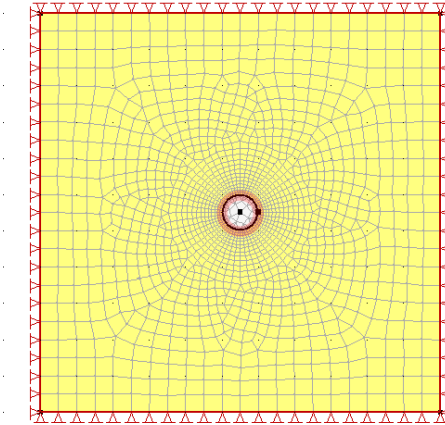


Figure A1.10 : Maillage du modèle en divisant le cercle

On va évaluer dans un premier temps l'influence du nombre de divisions dans le cercle sur les résultats obtenus avec le logiciel. Pour ce faire, on va évaluer la variation des paramètres aux points situés dans le profil vertical montré dans la figure A1.11 pour des nombres différents de division du cercle. La figure A1.12 représente la courbe de variation de la contrainte verticale en fonction du nombre de divisions du cercle en prenant une taille par défaut de 2m pour les éléments du maillage.

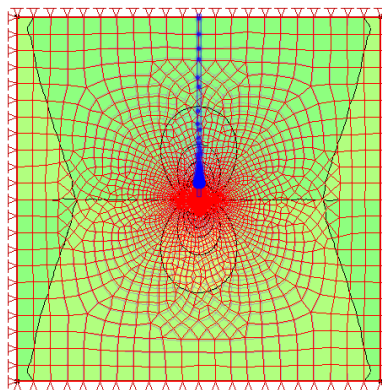


Figure A1.11 : Profil choisi pour évaluer l'influence du nombre de divisions dans le cercle

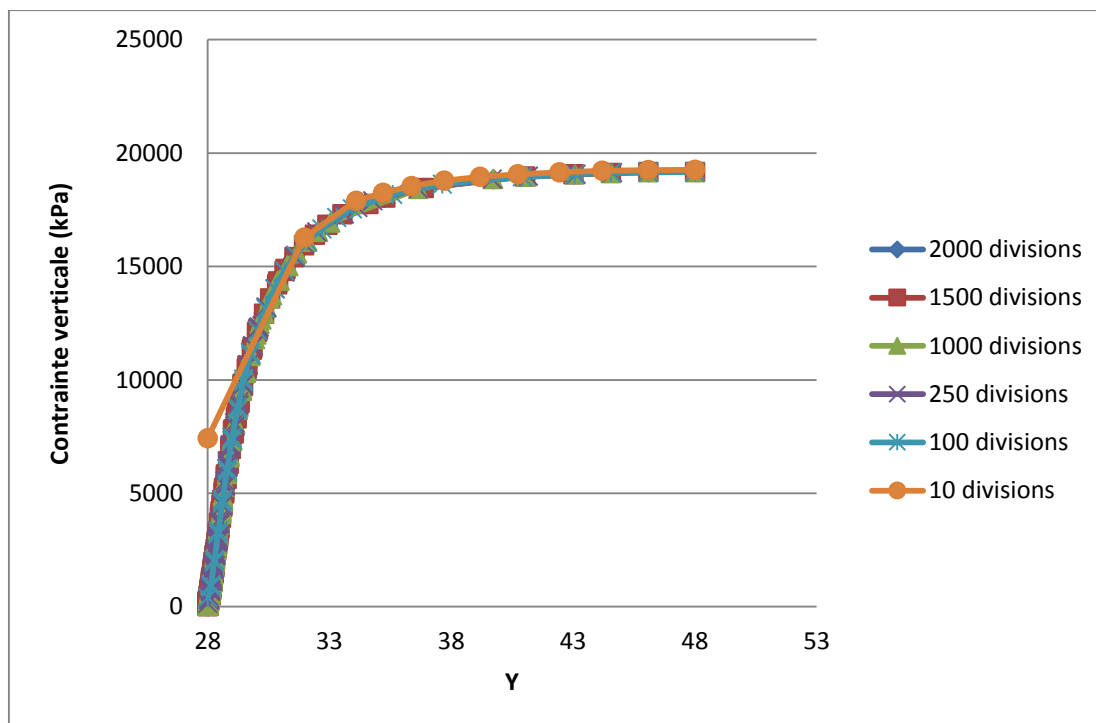


Figure A1.12 : Variation de la contrainte verticale dans le profil vertical pour différents nombres de divisions du cercle

On remarque que les courbes de la variation de la contrainte verticale en fonction du nombre de divisions du cercle sont très similaires, sauf au niveau du premier point qui constitue la paroi du cylindre (coordonnées $y = 28$ m). Il serait plus judicieux d'évaluer l'effet du nombre de divisions à ce point-là. Les figures A1.13 à A1.16 représentent les résultats obtenus pour le point vertical à la paroi.

On peut noter que la division du maillage du cercle influence seulement les résultats au niveau du cercle, c'est-à-dire au niveau de la paroi de l'excavation. Mais en général, les résultats ne varient pas loin de l'excavation. Donc si l'on cherche à analyser seulement les résultats loin de l'excavation, on peut faire l'étude de la sensibilité du maillage en considérant la taille des éléments seulement sans passer par la division du cercle. Dans le cas contraire, si l'on cherche à analyser les résultats autour de la paroi du cylindre, il serait judicieux d'affiner le maillage dans cette zone en divisant le maillage du cercle dans le but de reproduire un polygone avec des côtés très petits que l'on peut assimiler à un cercle.

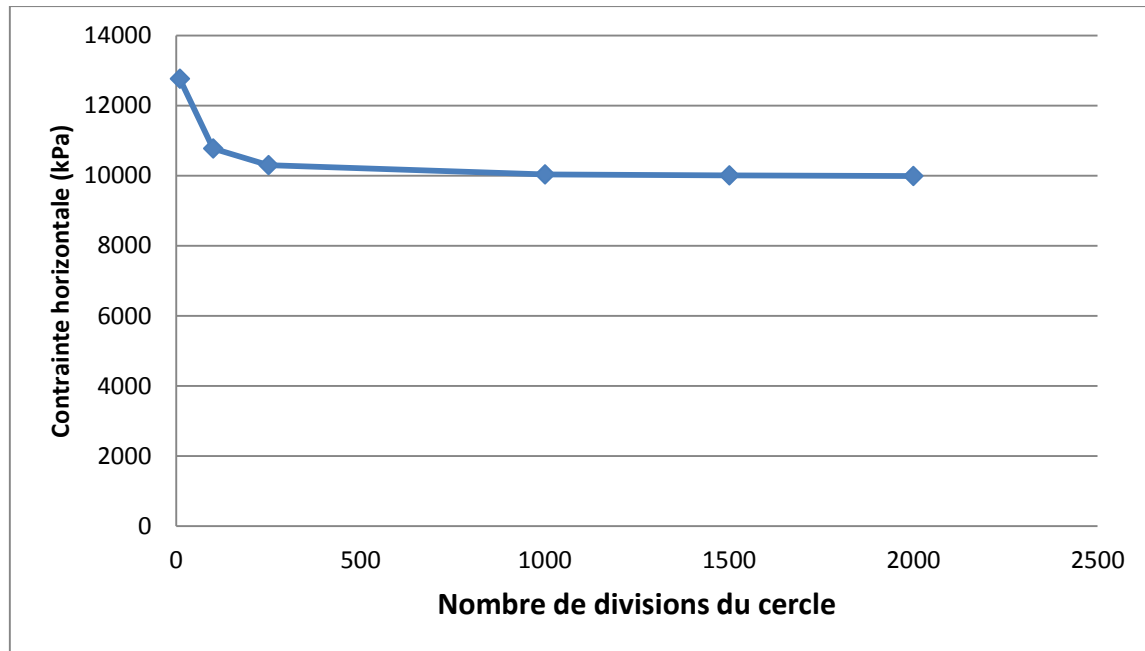


Figure A1.13 : Variation de la contrainte horizontale à la paroi du cercle en fonction du nombre de divisions du cercle

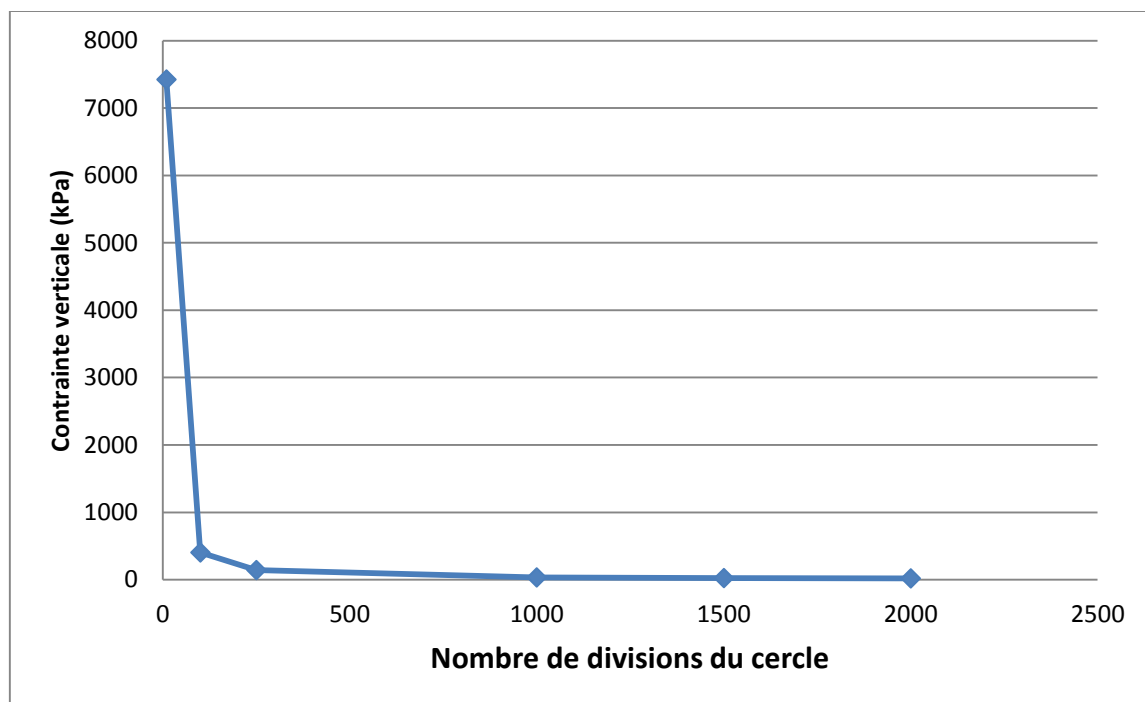


Figure A1.14 : Variation de la contrainte verticale à la paroi du cercle en fonction du nombre de divisions du cercle

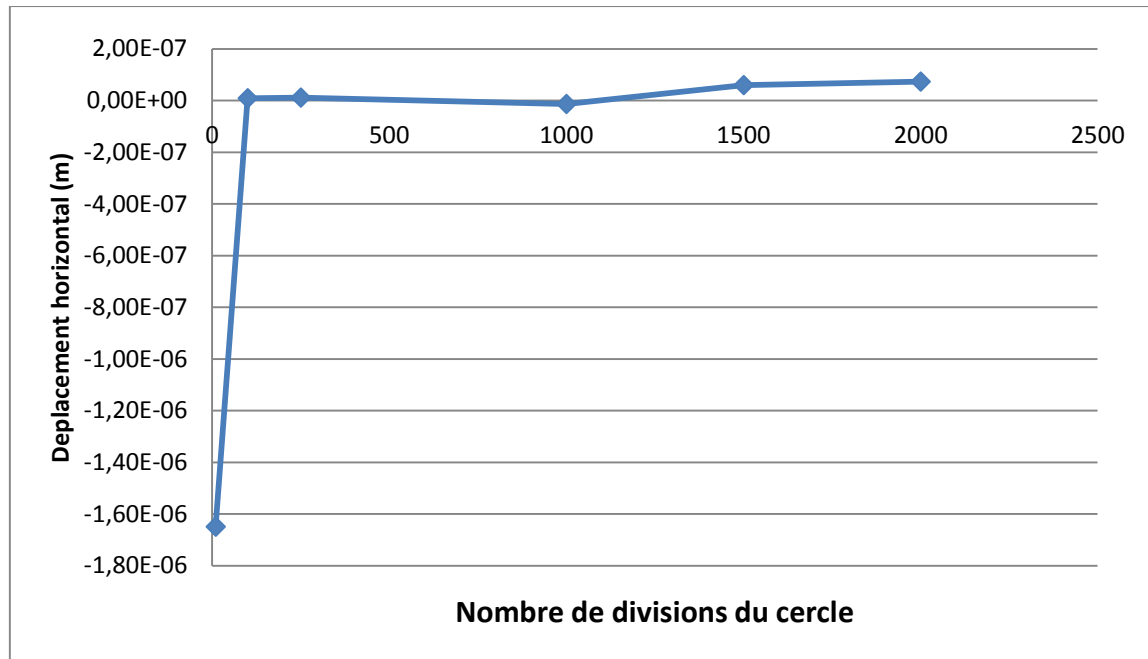


Figure A1.15 : Variation du déplacement horizontal à la paroi du cercle en fonction du nombre de divisions du cercle

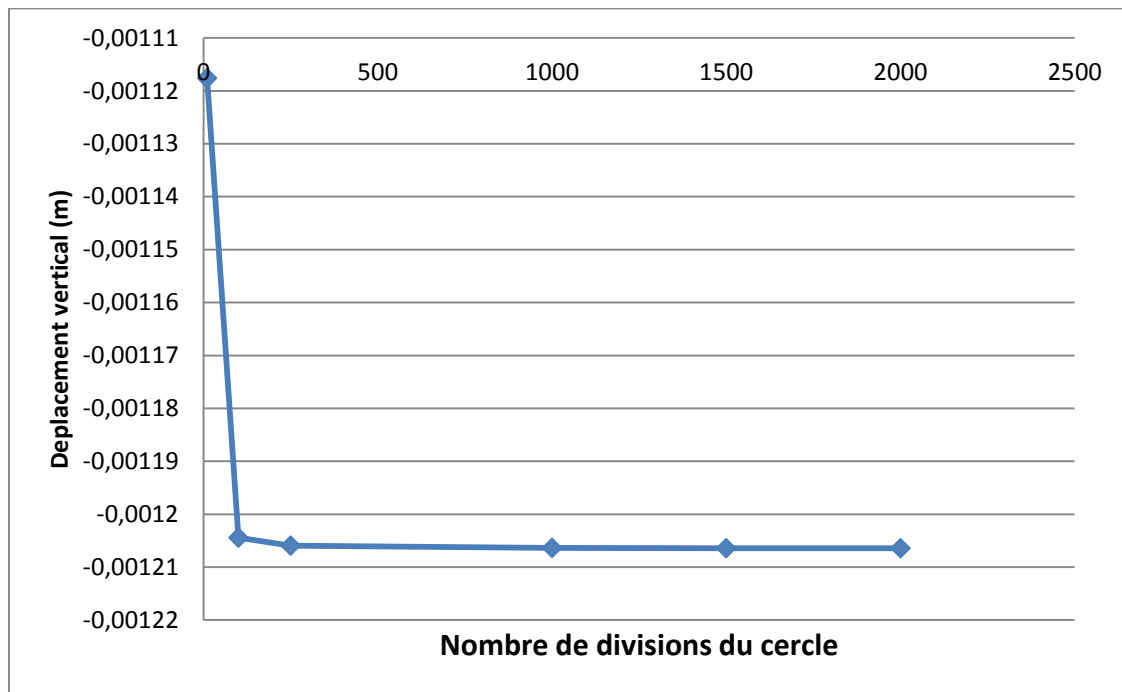


Figure A1.16 : Variation du déplacement vertical à la paroi du cercle en fonction du nombre de divisions du cercle

D'après les résultats obtenus, on remarque que les différents paramètres évalués se stabilisent à partir de 500 divisions. Il n'est pas nécessaire alors de diviser le cercle au-delà de 500 divisions. Par la suite, il faut évaluer l'influence de la taille des éléments du maillage sur les résultats obtenus. Les résultats pour un profil vertical sont montrés dans les figures suivantes.

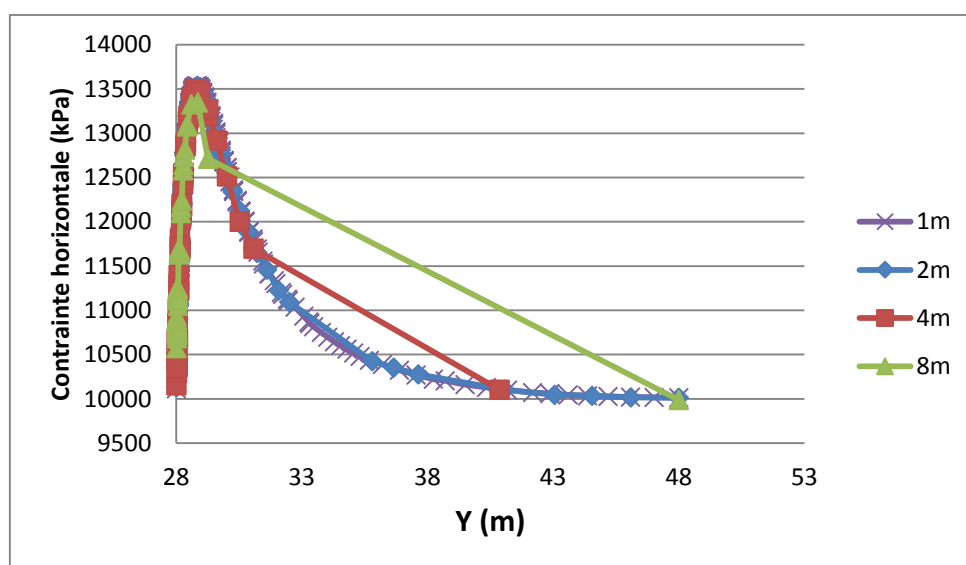


Figure A1.17 : Variation de la contrainte horizontale dans le profil vertical pour différentes tailles de maillage

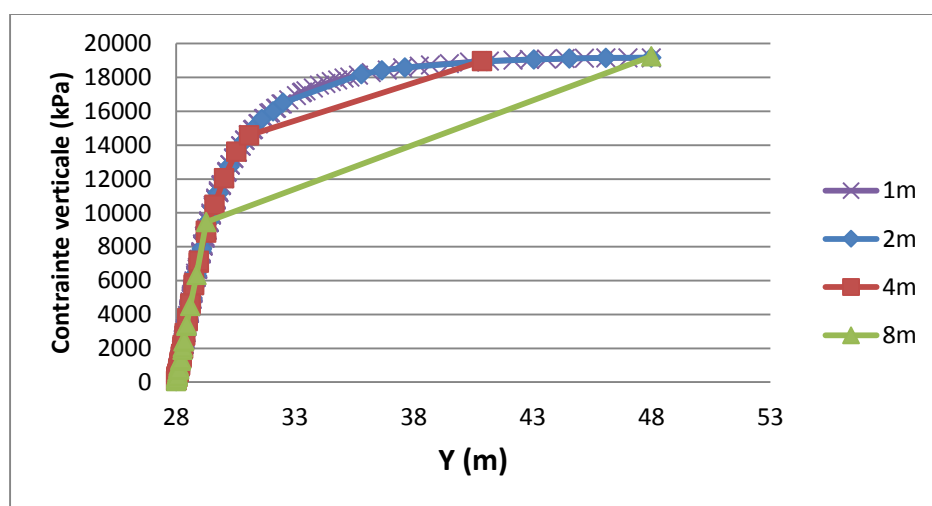


Figure A1.18 : Variation de la contrainte verticale dans le profil vertical pour différentes tailles de maillage

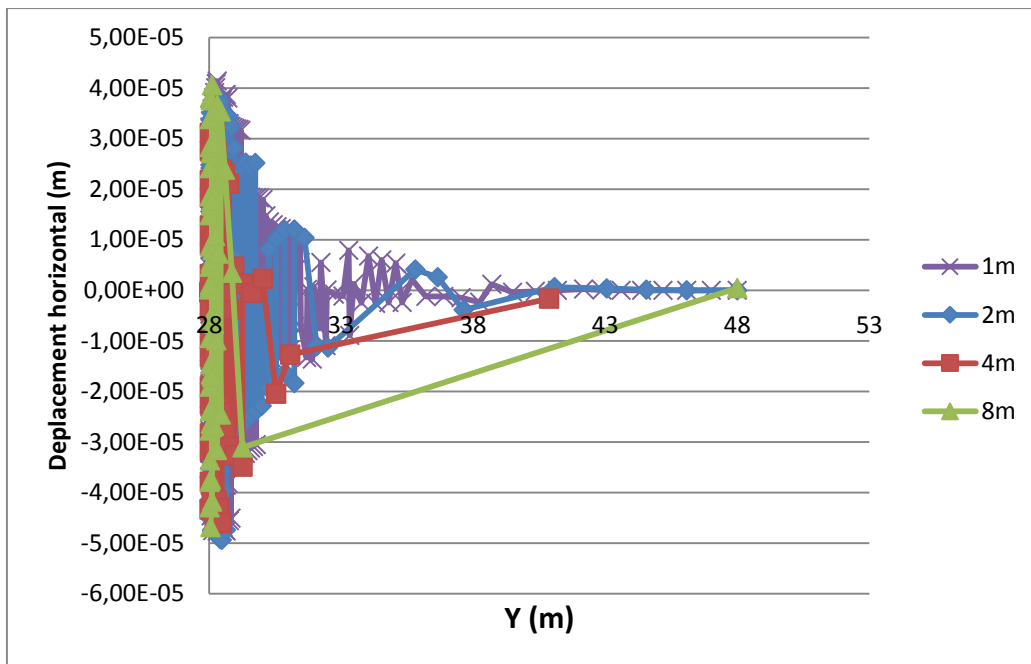


Figure A1.19 : Variation du déplacement horizontal dans le profil vertical pour différentes tailles de maillage

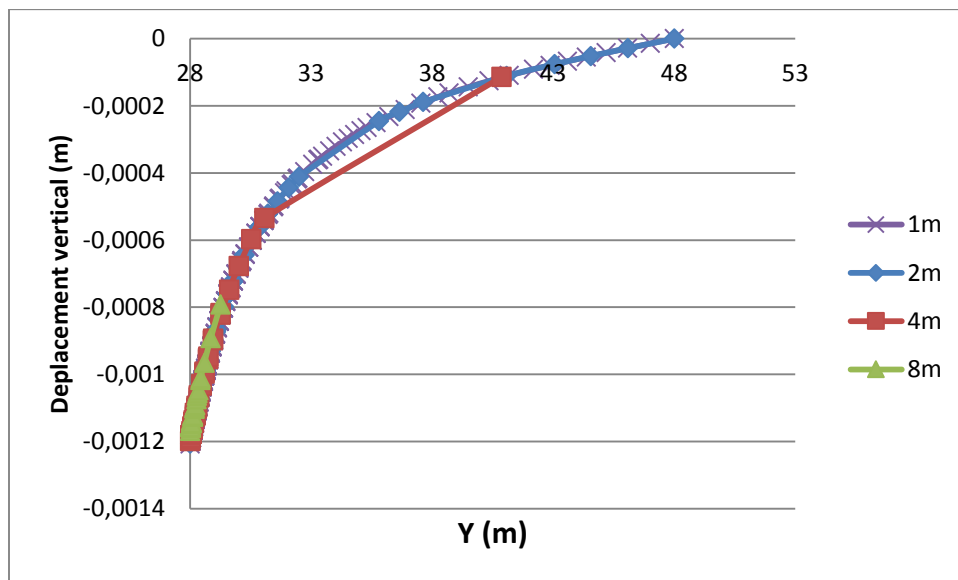


Figure A1.20 : Variation du déplacement horizontal dans le profil vertical pour différentes tailles de maillage

D'après les résultats présentés dans les dernières figures, on conclut qu'un maillage avec des éléments de 4 m ou 8 m de taille ne permettent pas d'avoir assez de points pour dessiner le profil de contraintes en entier. Par contre un maillage avec des éléments de 2 m de taille permet d'avoir des résultats corrects sur l'ensemble du profil choisi.

En conclusion, le maillage optimal pour traiter ce problème est un maillage où l'on découpe le cercle en 500 divisions avec des éléments de 2 m de taille. Un maillage plus fin fournira à peu près les mêmes résultats sauf que le temps de calcul sera plus long.

A.1.1.3 Comparaison des résultats analytiques et numériques

En se basant sur les deux précédentes études concernant l'effet du domaine et l'effet du maillage, le problème traité sera modélisé avec le code SIGMA/W 2007 en prenant un domaine égal à 5 fois le diamètre de l'excavation et un maillage de 2 m de taille tout en découpant le cercle en 500 divisions. Les résultats obtenus numériquement par le logiciel seront comparés avec ceux calculés analytiquement par les équations de Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968), Wang et al. (1981) et Li (1997), pour des profils à angles θ de 0° , 30° et 90° . Les comparaisons des résultats sont représentées dans les figures suivantes.

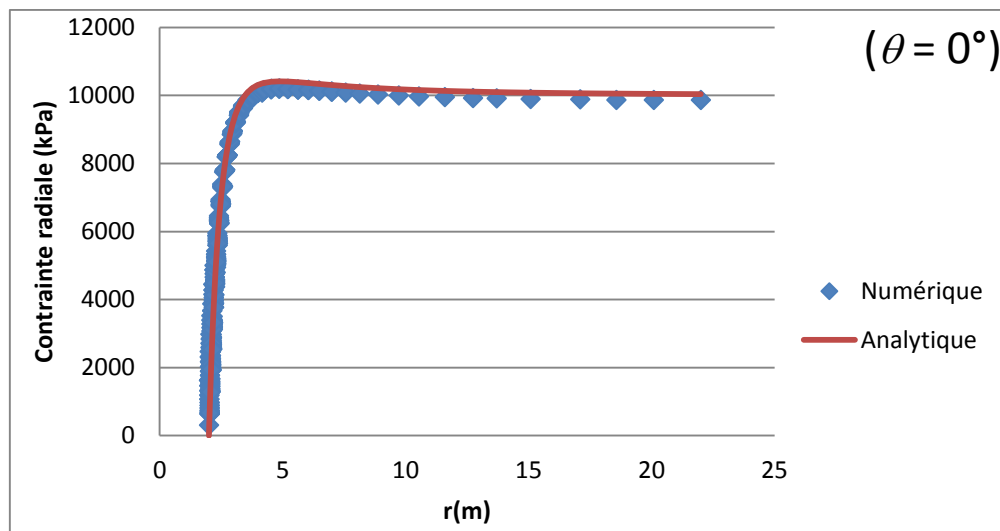


Figure A1.21 : Comparaison entre la variation de la contrainte radiale obtenue analytiquement et numériquement pour $\theta = 0^\circ$

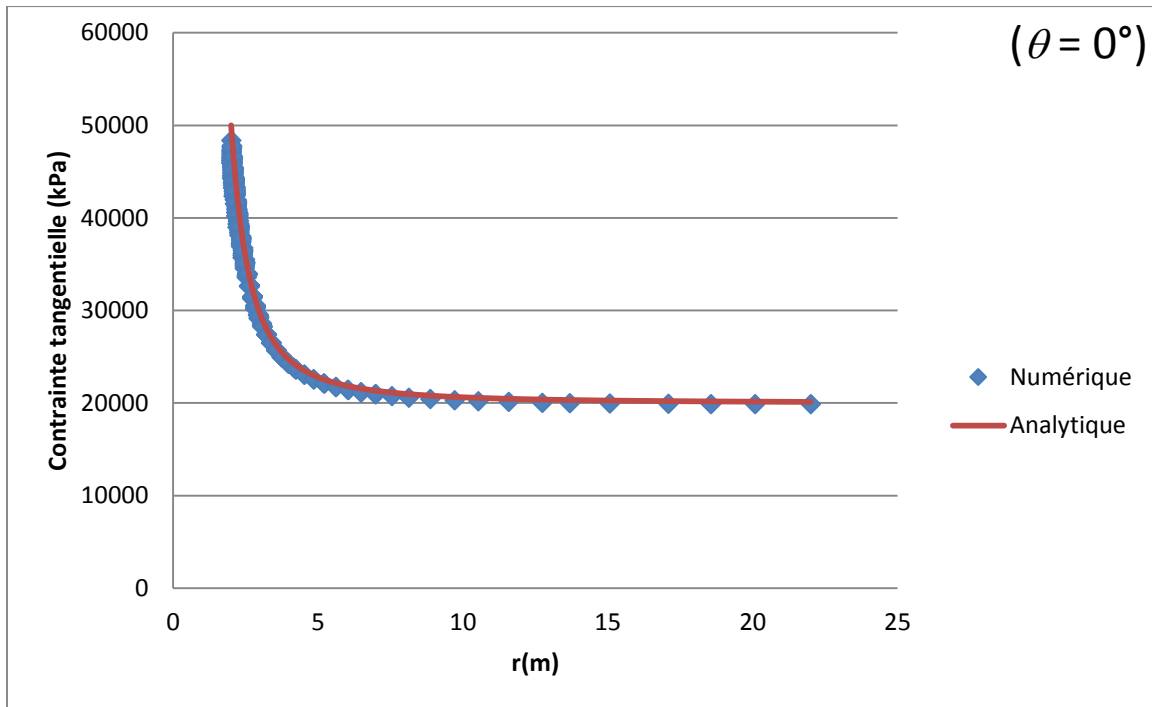


Figure A1.22 : Comparaison entre la variation de la contrainte tangentielle obtenue analytiquement et numériquement pour $\theta = 0^\circ$

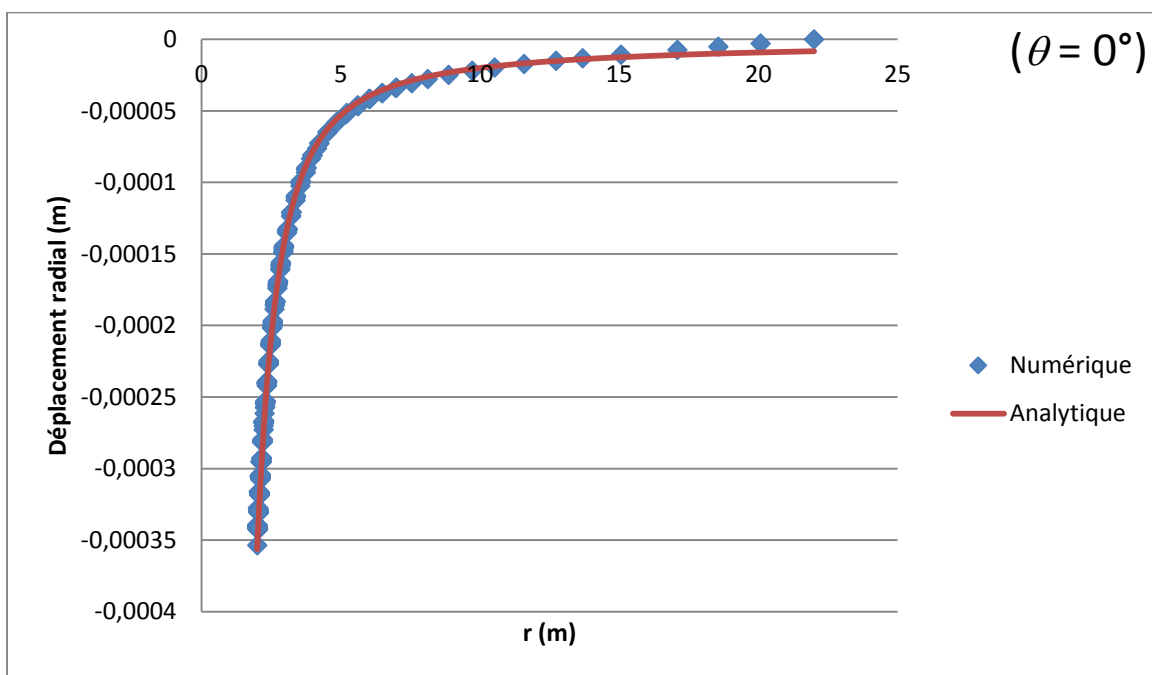


Figure A1.23 : Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement pour $\theta = 0^\circ$

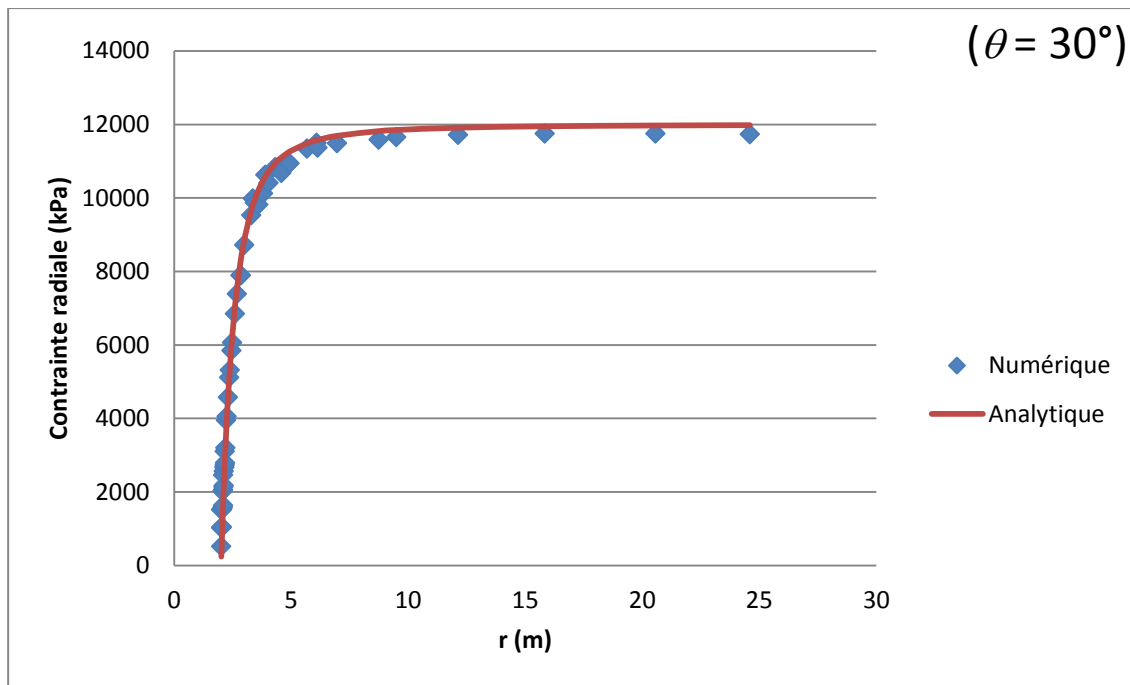


Figure A1.24 : Comparaison entre la variation de la contrainte radiale obtenue analytiquement et numériquement pour $\theta = 30^\circ$

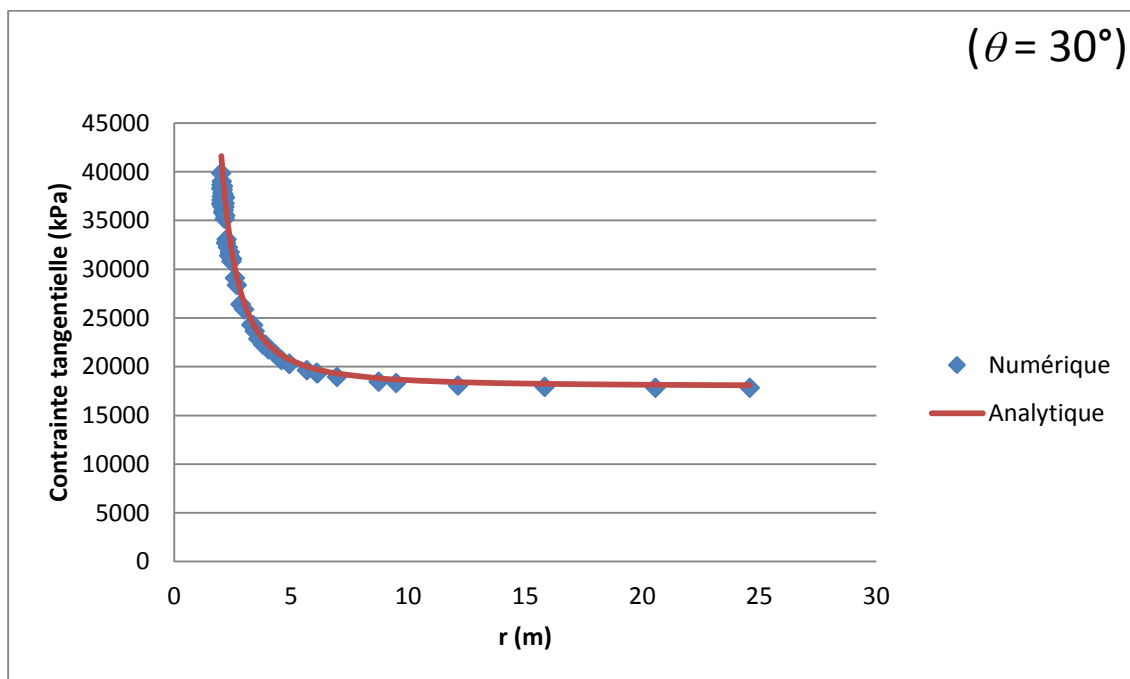


Figure A1.25 : Comparaison entre la variation de la contrainte tangentielle obtenue analytiquement et numériquement pour $\theta = 30^\circ$

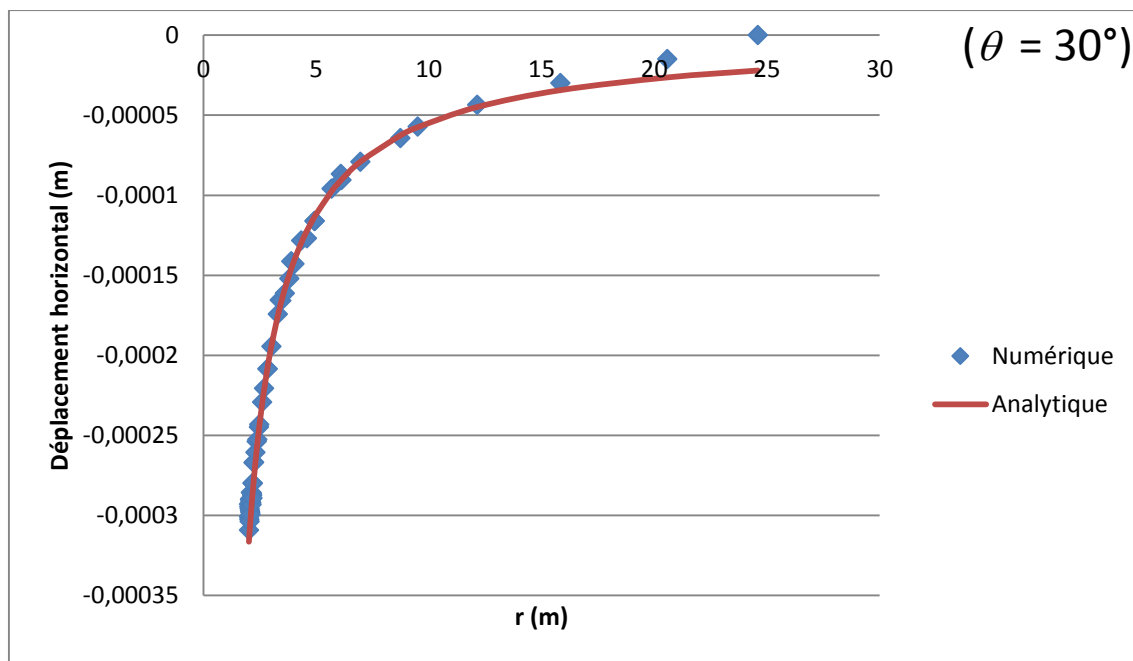


Figure A1.26 : Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu analytiquement et numériquement pour $\theta = 30^\circ$

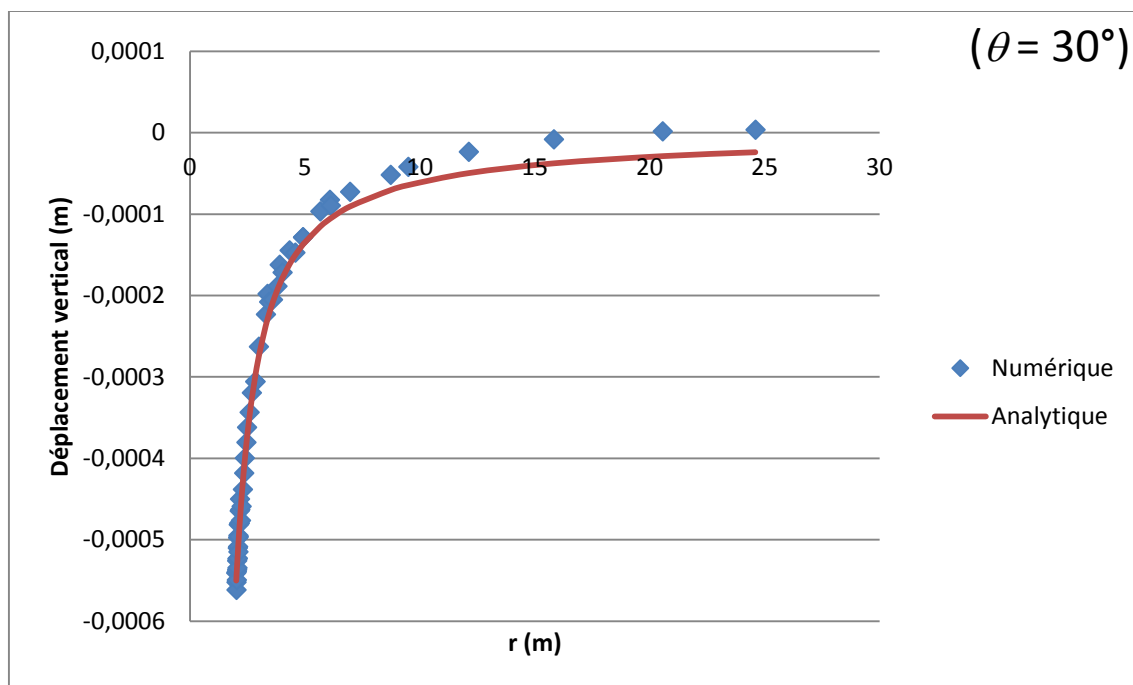


Figure A1.27 : Comparaison entre la variation du déplacement vertical obtenu analytiquement et numériquement pour $\theta = 30^\circ$

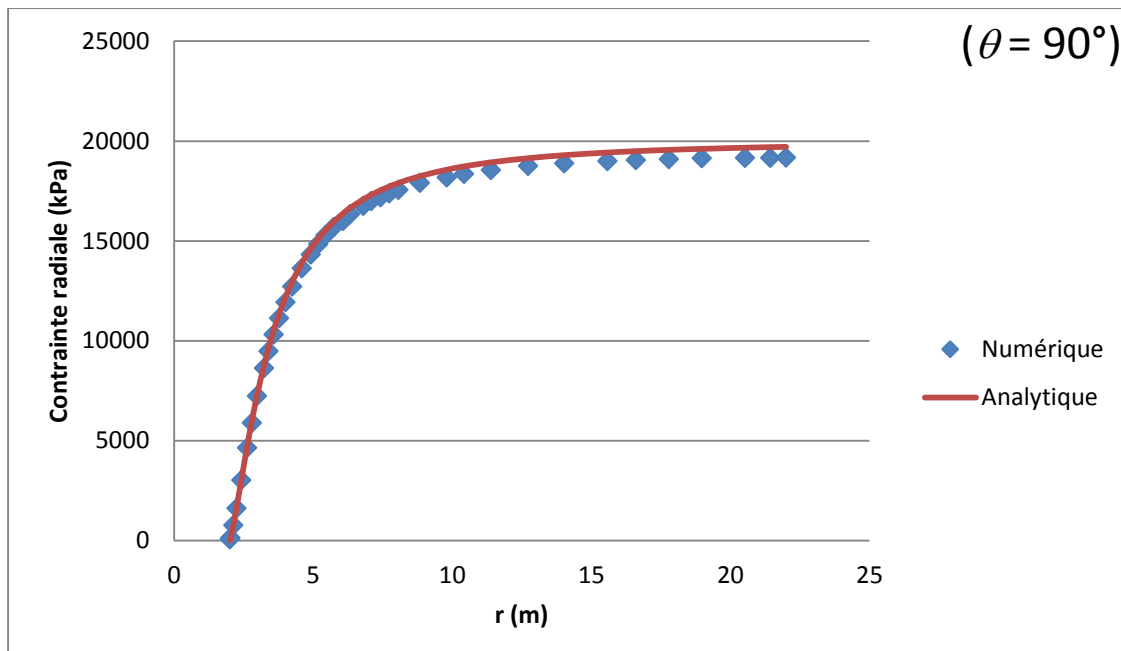


Figure A1.28 : Comparaison entre la variation de la contrainte radiale obtenue analytiquement et numériquement pour $\theta = 90^\circ$

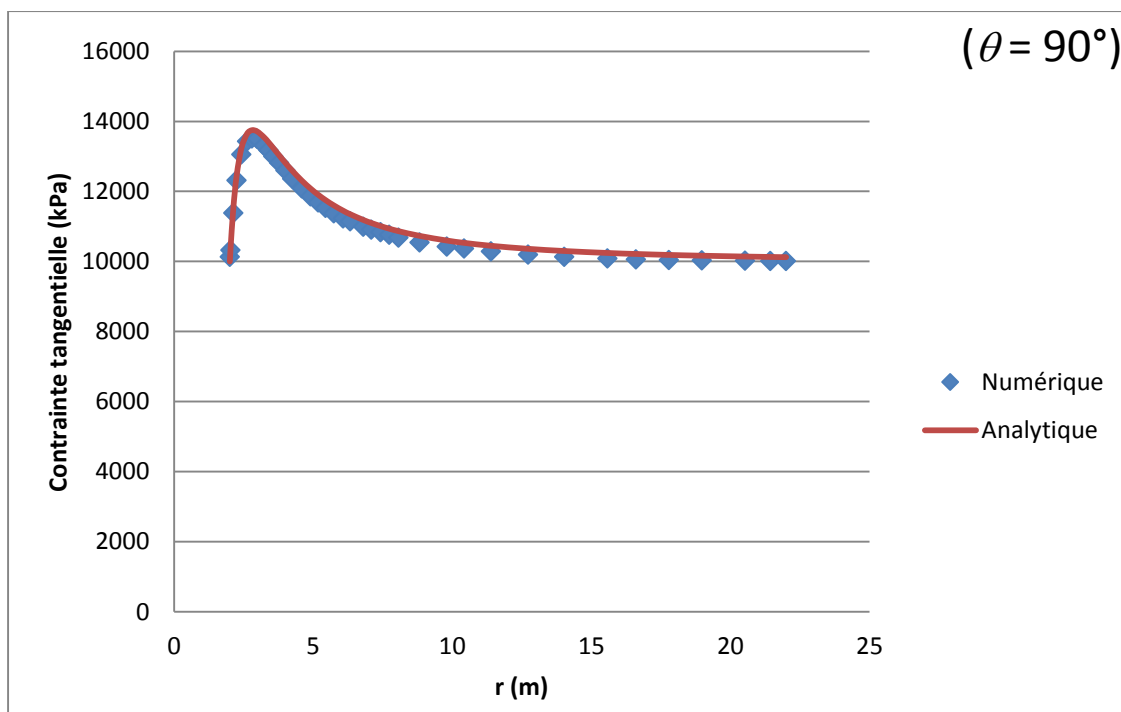


Figure A1.29 : Comparaison entre la variation de la contrainte tangentielle obtenue analytiquement et numériquement pour $\theta = 90^\circ$

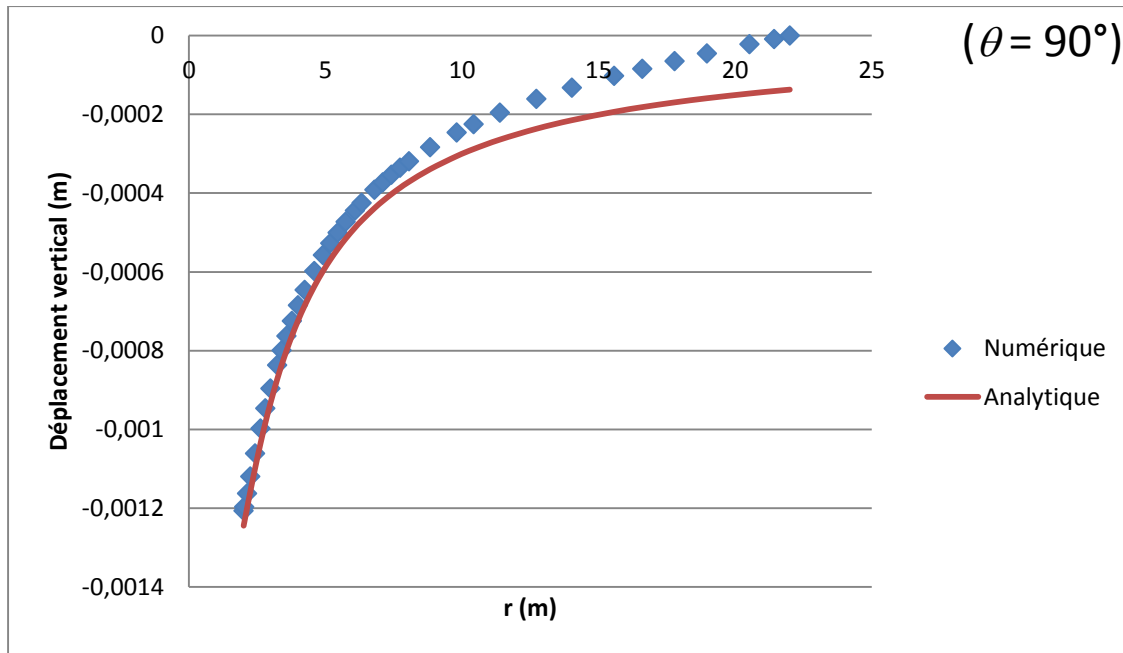


Figure A1.30 : Comparaison entre la variation du déplacement vertical obtenu analytiquement et numériquement pour $\theta = 90^\circ$

Les résultats obtenus grâce aux simulations numériques correspondent bien aux résultats analytiques développées par Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968), Wang et al., (1981) et Li (1997) pour différents angles θ . On remarque cependant une légère différence concernant les déplacements au niveau des limites du modèle où les résultats numériques tendent à s'annuler. Ceci est expliqué par le fait qu'on ait fixé les parois du modèle suivant l'axe x dans nos modélisations numériques, ce qui empêche les déplacements au niveau des parois du modèle. Mais les résultats pour les déplacements obtenus à proximité de l'excavation sont globalement en bonne corrélation avec les résultats analytiques.

On peut conclure que la configuration choisie pour modéliser ce problème avec le logiciel SIGMA/W 2007 en fixant les parois du modèle dans le fichier fils, fournit des résultats corrects en les comparant aux modèles analytiques, sauf pour les déplacements loin de l'excavation. On peut donc utiliser cette configuration pour analyser les contraintes et les déplacements à proximité de l'excavation. Cependant, Si l'on s'intéresse à analyser les déplacements pour des points qui se trouvent loin du cylindre de l'excavation, il faut modéliser le problème en élargissant le domaine encore plus afin d'obtenir des résultats plus précis.

On peut également réfléchir à d'autres configurations pour modéliser notre problème afin de remédier au décalage engendré par la fixation des parois du modèle. On peut par exemple garder les mêmes conditions aux frontières pour le fichier fils et le fichier père, à savoir les parois verticales seront fixées suivant l'axe x et une contrainte normale de 20 MPa sera appliquée sur le côté supérieur et le côté inférieur du modèle comme indiquée dans la figure A1.31. De cette manière, on aura éliminé le problème de fixation des parois du modèle.

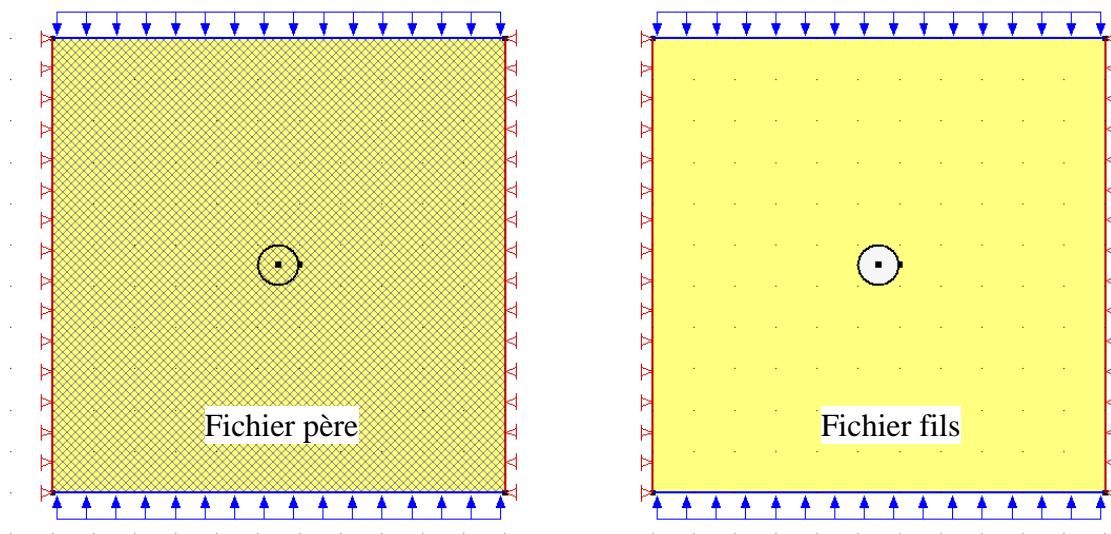


Figure A1.31 : Nouvelle configuration où le fichier fils est le même que le fichier père

La figure A1.32 présente une comparaison des résultats obtenus avec la nouvelle configuration, l'ancienne configuration et la solution analytique concernant la contrainte radiale le long d'un profil horizontal. On remarque que la contrainte est double avec la nouvelle configuration, c'est-à-dire que le logiciel additionne les contraintes appliquées au fichier père avec celles appliquées au fichier fils. On peut conclure que cette nouvelle configuration n'est pas bonne pour modéliser le problème. On se contente avec la première configuration sachant qu'elle fournit des bons résultats autour de l'excavation pour les déplacements.

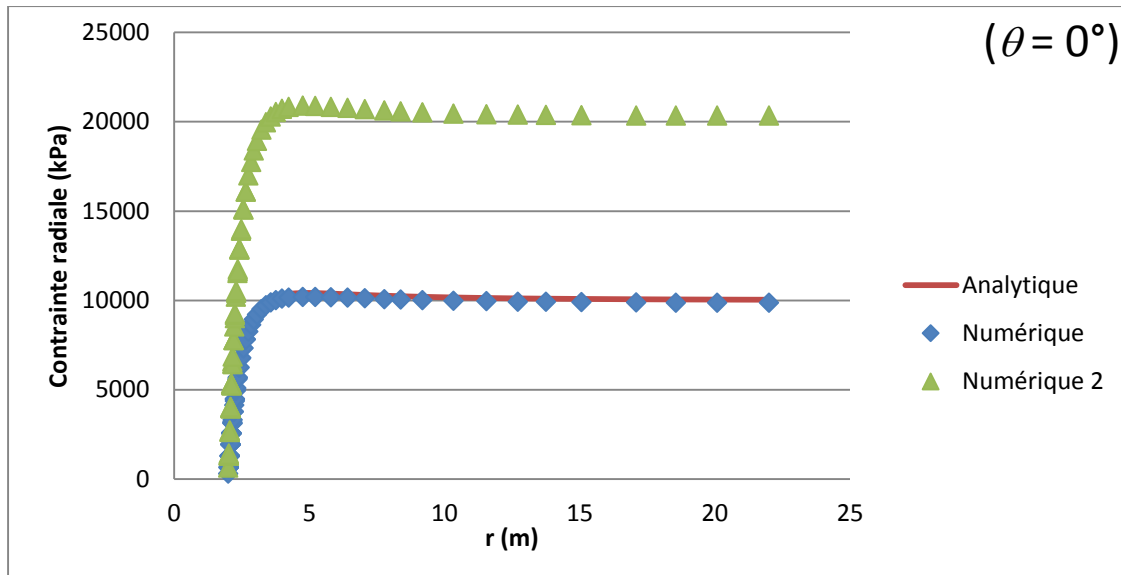


Figure A1.32 : la variation de la contrainte radiale pour un profil horizontal avec deux configurations différentes

A1.2 Modèle élasto-plastique

A1.2.1 Solution analytique

La vérification du code SIGMA/W 2007 pour une loi de comportement élasto-plastique se fera en considérant le même problème que pour la partie linéaire élastique. Cette fois-ci, les résultats obtenus seront comparés avec la solution analytique développée par Salençon (1969), qui avance que le rayon R_0 entre la zone plastique et la zone élastique peut s'exprimer comme suit :

$$R_o = a \left[\frac{2}{K_p + 1} \frac{P_o + \frac{q}{K_p - 1}}{P_i + \frac{q}{K_p - 1}} \right]^{1/(K_p - 1)} \quad (\text{A1.5})$$

Où,

- a est le rayon du cylindre
- K_p le coefficient passif de Rankine
- $q = 2 c \tan(45^\circ + \phi/2)$ où c est la cohésion et ϕ est l'angle de frottement interne
- P_0 est la pression in situ initiale
- P_i est la pression interne

Les contraintes radiale σ_r et tangentielle σ_θ ainsi que le déplacement radial u_r sont exprimés dans la zone plastique par :

$$\sigma_r = \frac{q}{K_p - 1} - (P_i + \frac{q}{K_p - 1}) \cdot (\frac{r}{a})^{K_p - 1} \quad (\text{A1.6})$$

$$\sigma_\theta = \frac{q}{K_p - 1} - K_p (P_i + \frac{q}{K_p - 1}) \cdot (\frac{r}{a})^{K_p - 1} \quad (\text{A1.7})$$

$$u_r = -\frac{r}{2G} \chi \quad (\text{A1.8})$$

$$\begin{aligned} \chi = & (2\nu - 1) \left(P_o + \frac{q}{K_p - 1} \right) \\ & + \left(\frac{(1 - \nu)(K_p^2 - 1)}{K_p + K_{ps}} \right) \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{R_o}{a} \right)^{(K_p - 1)} \left(\frac{R_o}{r} \right)^{(K_{ps} + 1)} \\ & + \left((1 - \nu) \frac{(K_p K_{ps} + 1)}{(K_p + K_{ps})} - \nu \right) \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{(K_p - 1)} \end{aligned} \quad (\text{A1.9})$$

Où

- $K_{ps} = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$ avec ψ l'angle de dilatance
- ν est le coefficient de Poisson
- G est le module de cisaillement

Pour la zone élastique, ils sont exprimés par :

$$\sigma_r = -P_o + (P_o - \sigma_{re}) \cdot (\frac{R_o}{r})^2 \quad (\text{A1.10})$$

$$\sigma_\theta = -P_o - (P_o - \sigma_{re}) \cdot (\frac{R_o}{r})^2 \quad (\text{A1.11})$$

$$u_r = - \left(P_o - \left(\frac{2P_o - q}{K_p + 1} \right) \right) \left(\frac{R_o}{2G} \right) \left(\frac{R_o}{r} \right) \quad (\text{A1.12})$$

Où σ_{re} est la contrainte radiale à l'interface élastique/plastique qui s'exprime par :

$$\sigma_{re} = -\frac{1}{K_p + 1} (2P_o - q) \quad (\text{A1.13})$$

A1.2.2 Modélisation avec le code SIGMA/W 2007

De la même manière que la partie linéaire élastique, on va modéliser notre problème en deux étapes en considérant cette fois-ci le massif rocheux élasto-plastique avec les propriétés suivantes:

- $E = 50 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.334$
- $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$ (gravité nulle)
- $c = 3450 \text{ kPa}$
- $\phi = 30^\circ$
- $\psi = 30^\circ$ (loi associée) et 0° (loi non associée)

La figure A1.33 montre les deux étapes de modélisation: à gauche le fichier père où l'on initialise les contraintes en appliquant 20 MPa de manière isotrope et à droite le fichier fils où l'on fixe les parois du modèle.

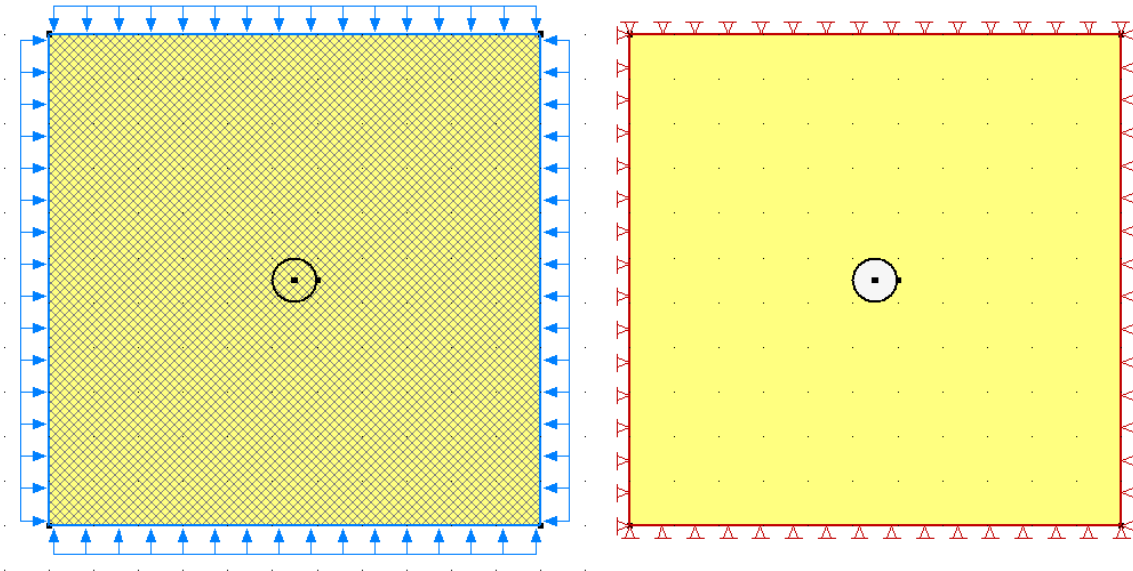


Figure A1.33: Modélisation du problème en deux étapes

▪ Effet du domaine et du maillage

De la même manière que la partie linéaire élastique, on réalise une étude de sensibilité de domaine et de maillage avant de comparer les résultats numériques aux résultats analytiques de Salençon (1969).

On obtient un domaine optimal égal à 5 fois le diamètre du cercle et un maillage optimal avec des éléments de 2 m et 500 divisions dans le cercle. On peut noter encore une fois qu'il n'est pas nécessaire de diviser le cercle si l'on veut analyser seulement les contraintes loin de l'excavation comme l'indique la figure A1.34 qui montre la variation de la contrainte horizontale pour un profil horizontal avec différent types de maillage. On remarque que le type de maillage influence seulement les résultats autour de l'excavation. En réduisant la taille des éléments sans diviser le cercle induit à un très grand nombre d'éléments sans pour autant fournir des résultats corrects autour de l'excavation. Si on cherche à analyser les données dans cette zone, il serait donc préférable de discrétiser seulement le cercle et non pas tout le modèle pour des calculs rapides et des résultats précis.

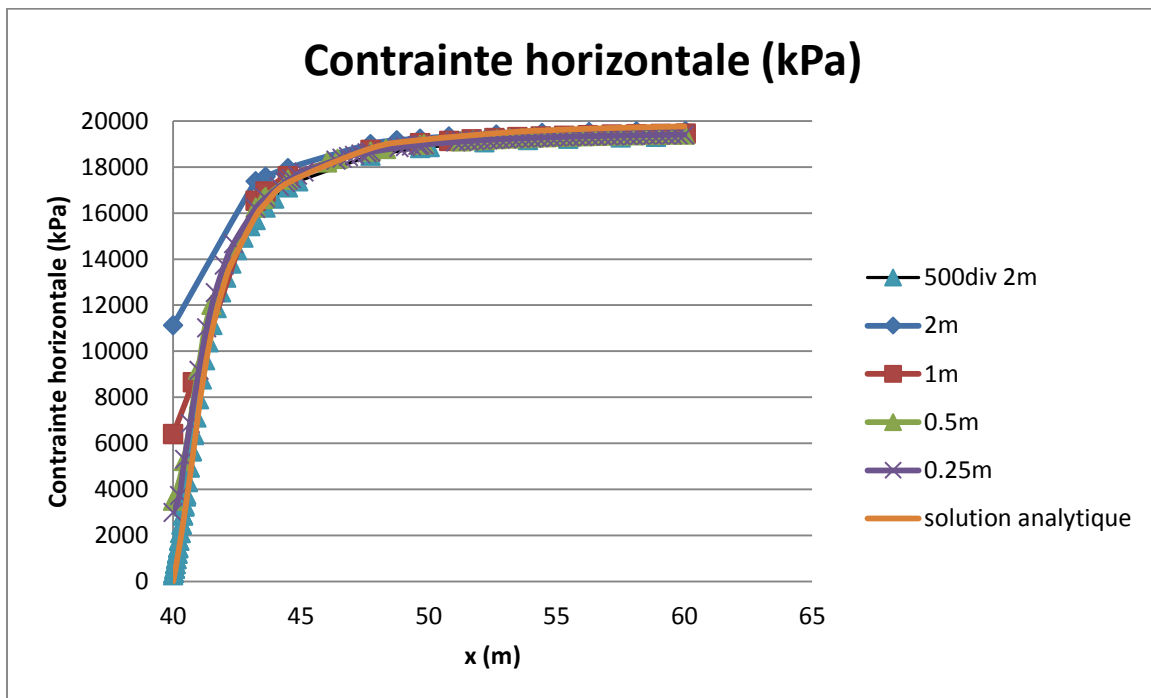


Figure A1.34 : variation de la contrainte horizontal pour un profil horizontal avec différent types de maillage.

A1.2.3 Comparaison des résultats analytiques et numériques

Les figures A1.35 à A1.40 présentent les résultats obtenus avec le code SIGMA/W 2007 concernant la variation des contraintes et des déplacements le long d'un profil horizontal en adoptant une loi associée ($\phi = \psi$) et une loi non associée ($\phi \neq \psi$).

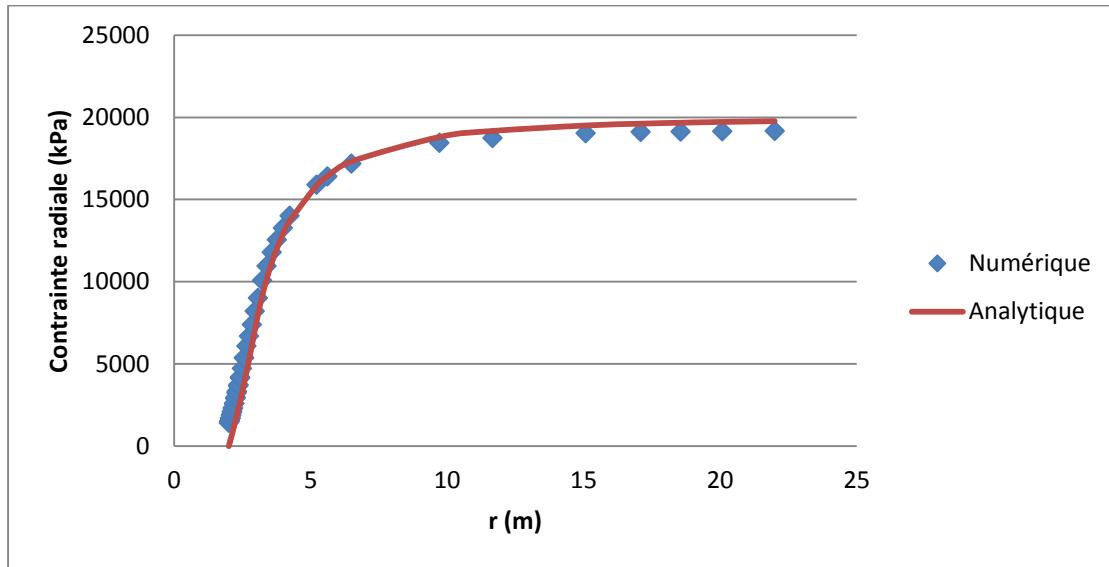


Figure A1.35 : Comparaison entre la variation de la contrainte radiale obtenue analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal pour une loi associée

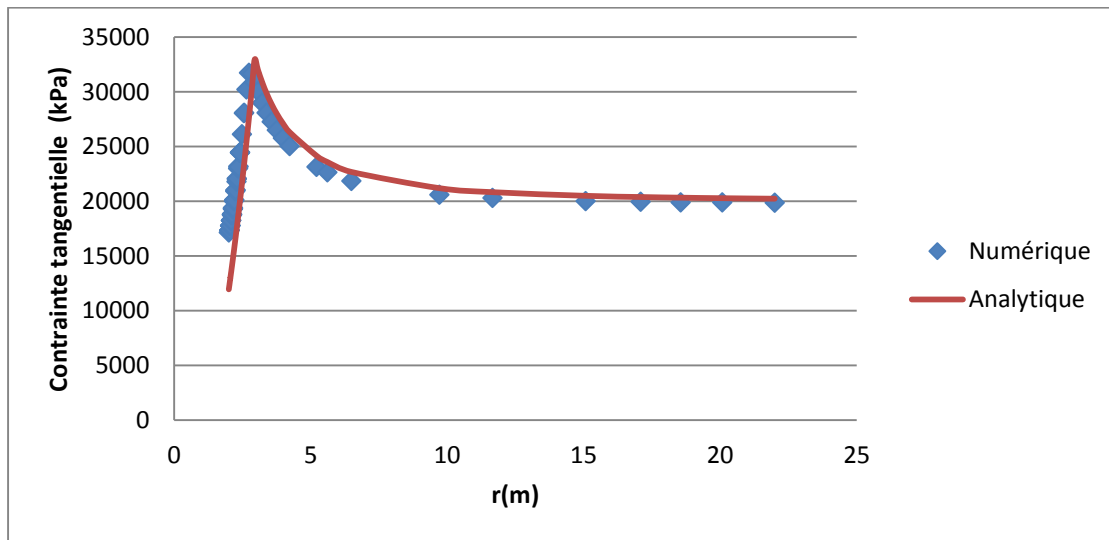


Figure A1.36 : Comparaison entre la variation de la contrainte tangentielle obtenue analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal pour une loi associée

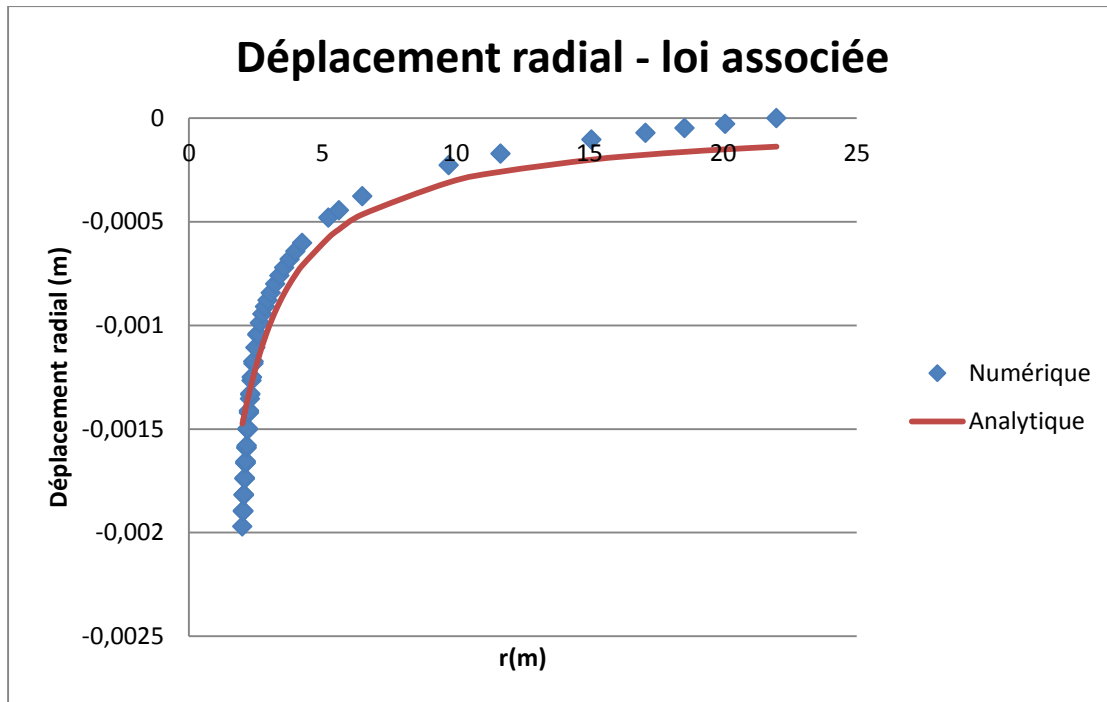


Figure A1.37 : Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal pour une loi associée

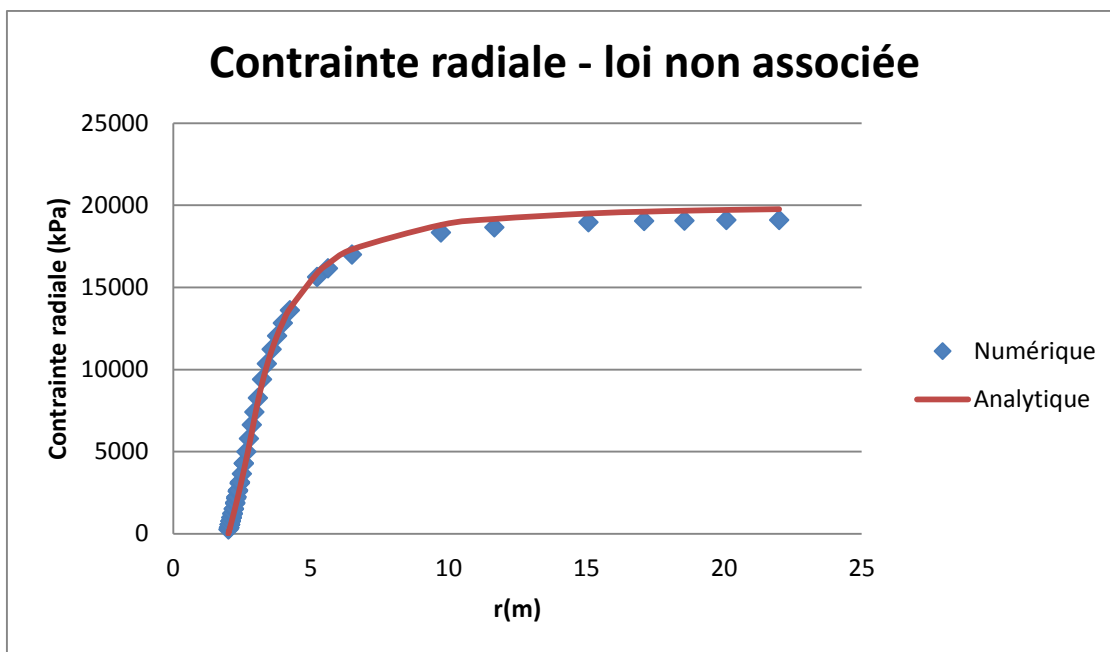


Figure A1.38 : Comparaison entre la variation de la contrainte radiale obtenue analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal pour une loi non associée

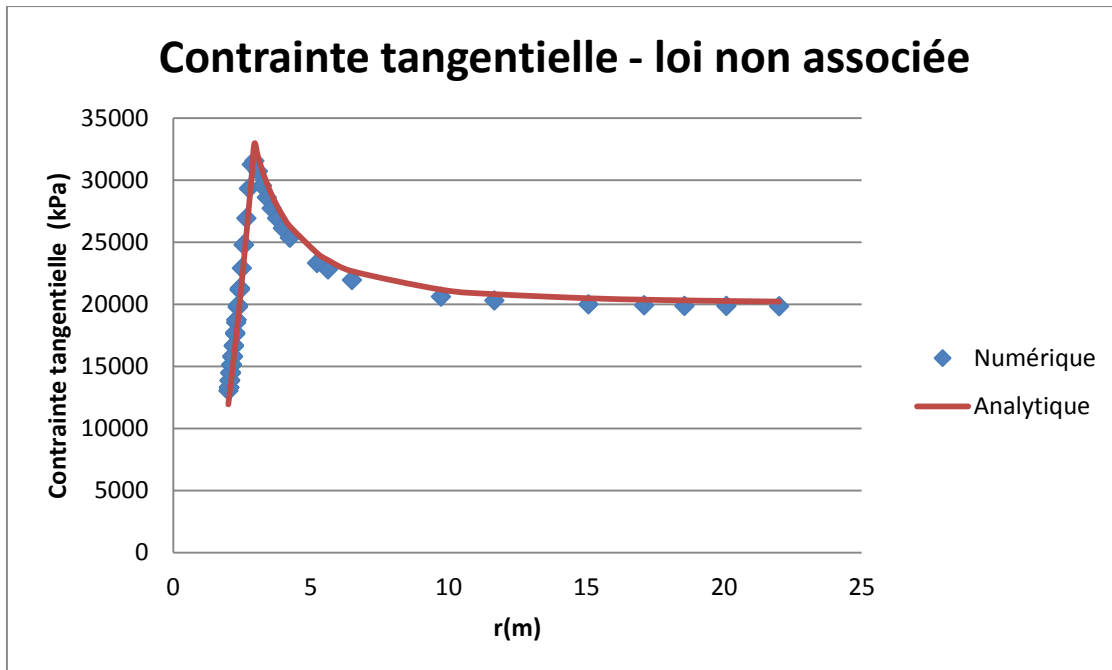


Figure A1.39 : Comparaison entre la variation de la contrainte tangentielle obtenue analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal pour une loi non associée

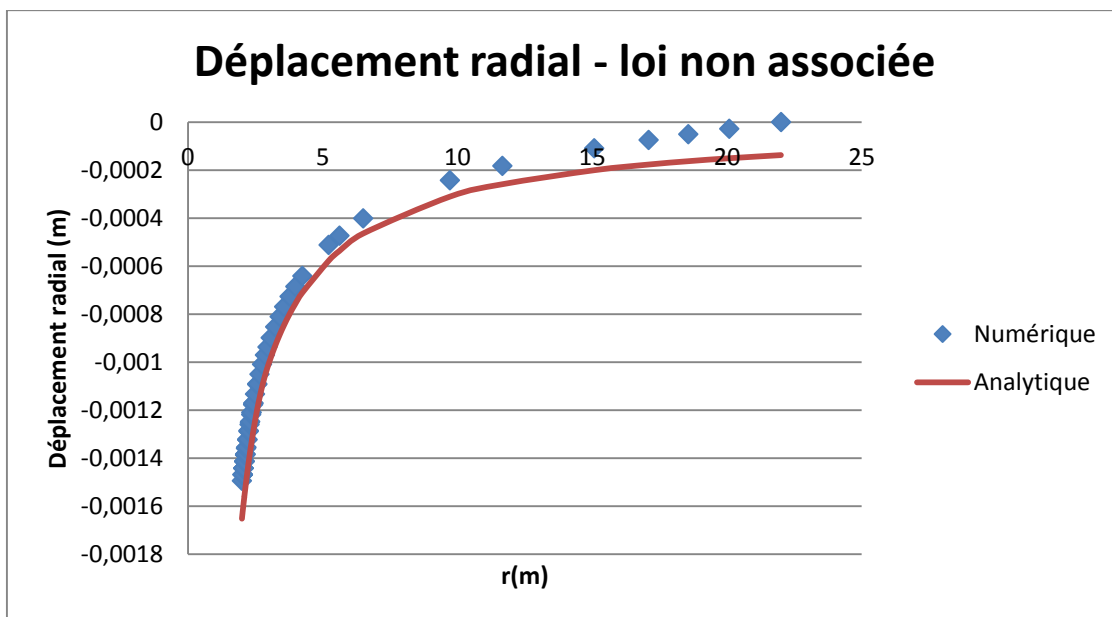


Figure A1.40 : Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal pour une loi non associée

D'un point de vue général, on remarque que les résultats numériques pour un modèle à comportement élasto-plastique se rapprochent plus au moins des résultats analytiques. Pour une loi d'écoulement non associée, les résultats obtenus sont en conformité avec la solution analytique, sauf pour les déplacements au niveau des limites du modèle où les résultats ont tendance à s'annuler à cause des conditions aux frontières qu'on a imposé en fixant les parois. Si l'on cherche à analyser les données pour des points situés loin de l'excavation, on peut remédier à ce problème en élargissant tout simplement le domaine du modèle tout en gardant la même configuration qui consiste en deux fichiers: un fichier père qui sert à initialiser les contraintes et un fichier fils où l'on réalise l'excavation.

On remarque cependant que pour une loi d'écoulement associée, les résultats numériques divergent moyennement des résultats analytiques, mais globalement on obtient les mêmes allures. La divergence est plus accrue au niveau de la paroi de l'excavation, mais les deux courbes se rejoignent plus loin sauf pour les déplacements où les résultats tendent vers zéro dû au problème cité précédemment.

On remarque également que les contraintes obtenues avec le logiciel SIGMA/W 2007 varient en fonction de l'angle de dilatance ψ choisi. Cette variation ne s'explique pas si l'on considère le modèle analytique de Salençon (1969) où les contraintes radiales et tangentielles s'expriment de façon indépendante de l'angle de dilatance.

On peut conclure que le logiciel SIGMA/W 2007 permet d'analyser un problème à comportement élasto-plastique de manière fiable. Il faut faire toutefois attention à loi d'écoulement choisie définie par l'angle de dilatance ψ qui influence les résultats numériques.

ANNEXE 2 – Distributions des contraintes obtenues avec SIGMA/W

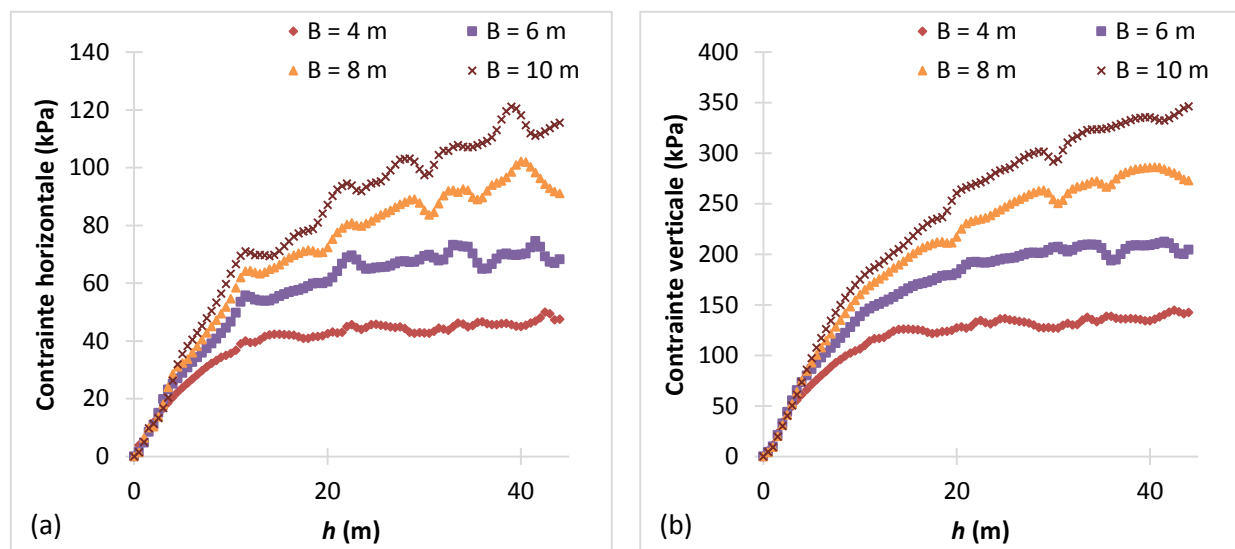


Figure A2.1 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes largeurs B . La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.8.

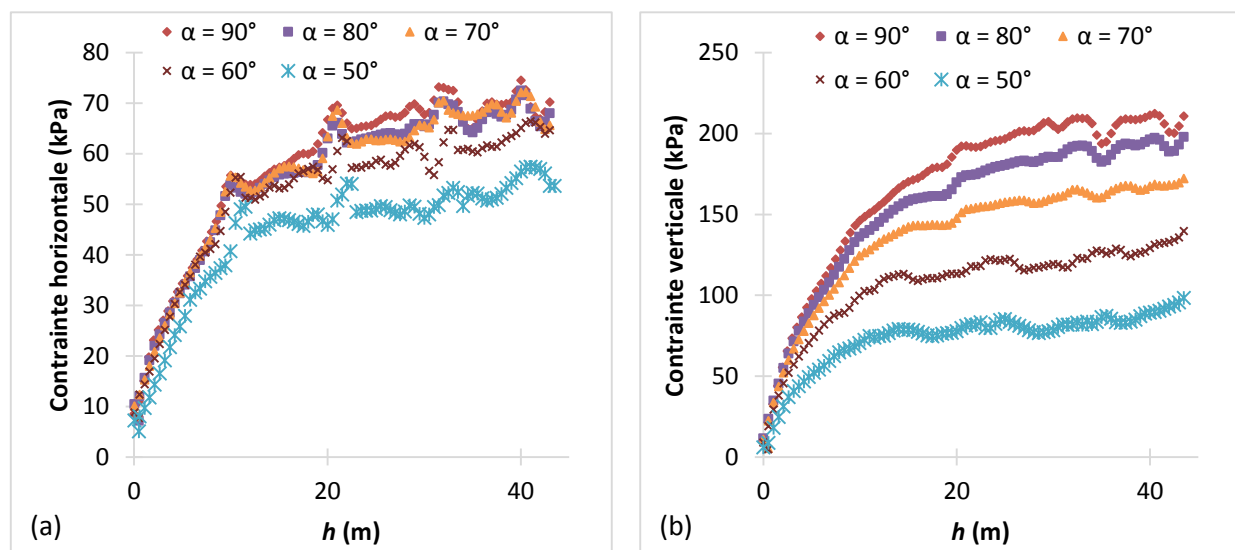


Figure A2.2 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes inclinaisons α ($B = 6$ m). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.11.

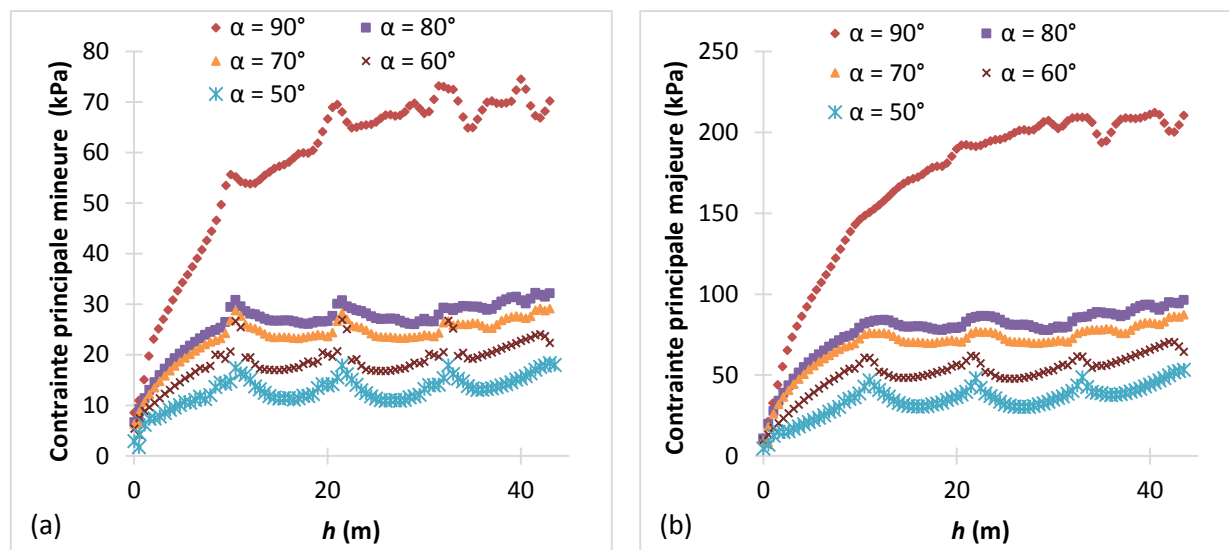


Figure A2.3 : Variation des contraintes principales mineure (a) et majeure (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes inclinaisons α ($B = 6$ m). La variation du coefficient $K' = (\sigma_3/\sigma_1)$ correspondante est présentée dans la figure 3.12.

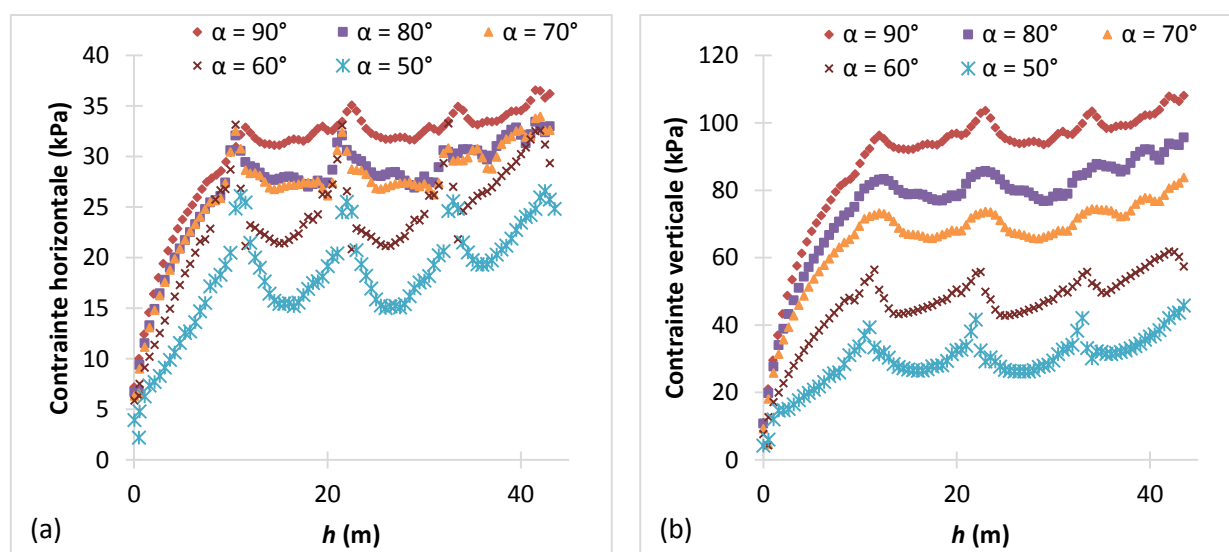


Figure A2.4 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes inclinaisons α ($B = 3$ m). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.13.

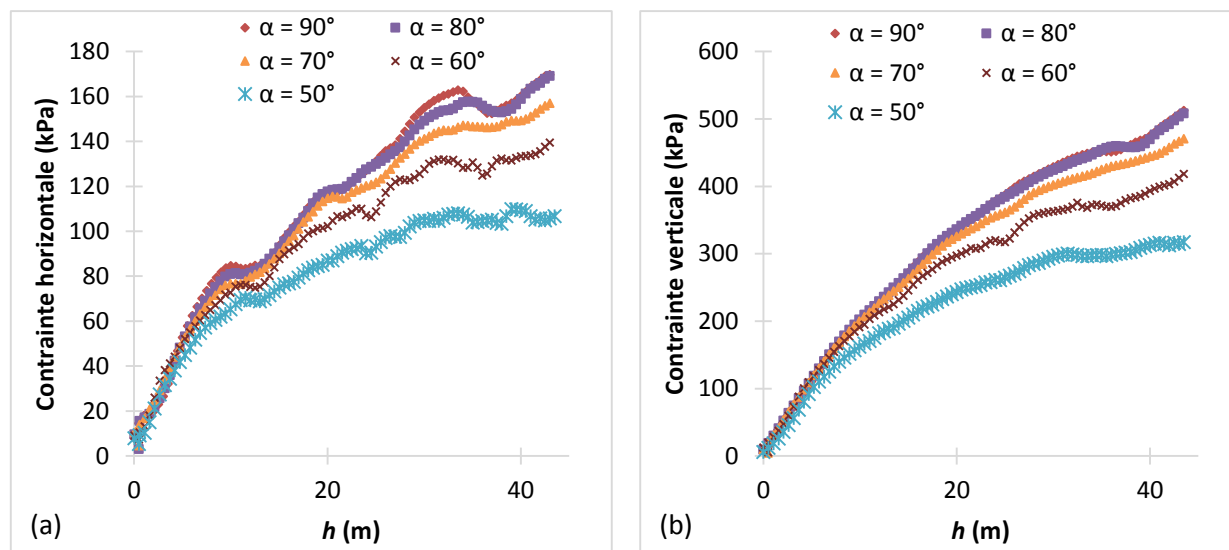


Figure A2.5 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes inclinaisons α ($B = 18$ m). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.14.

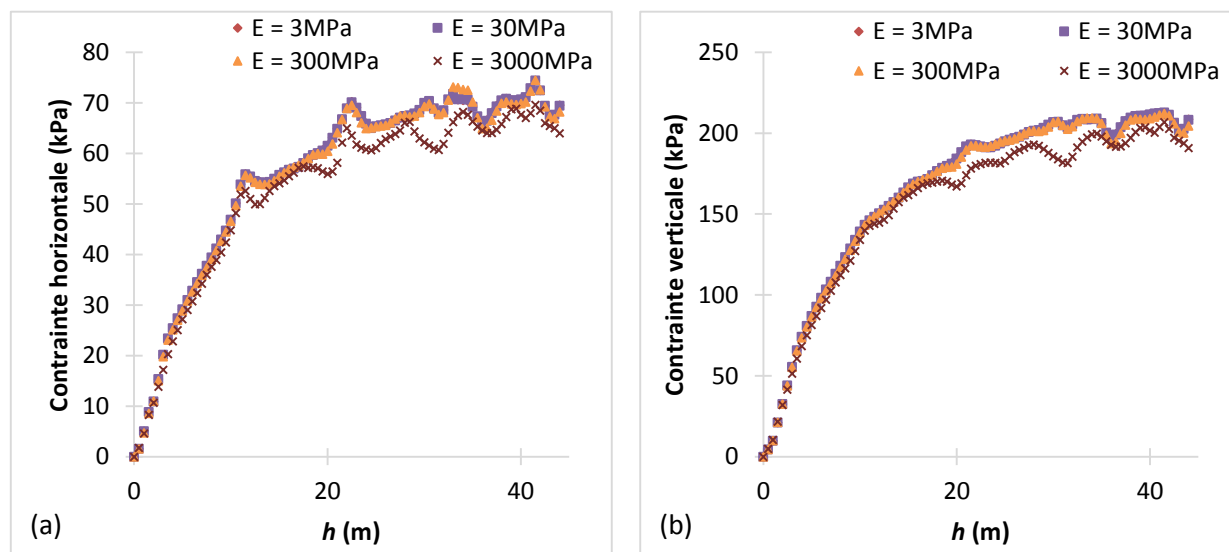


Figure A2.6 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents modules de Young E du remblai. La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.15.

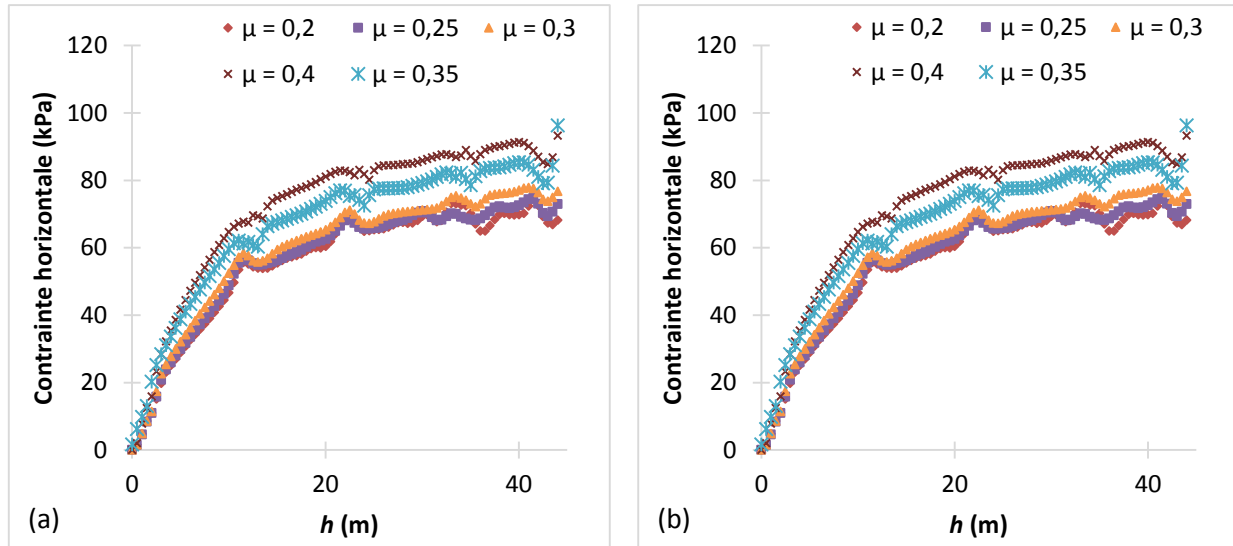


Figure A2.7 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents coefficients de Poisson μ du remblai. La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.16.

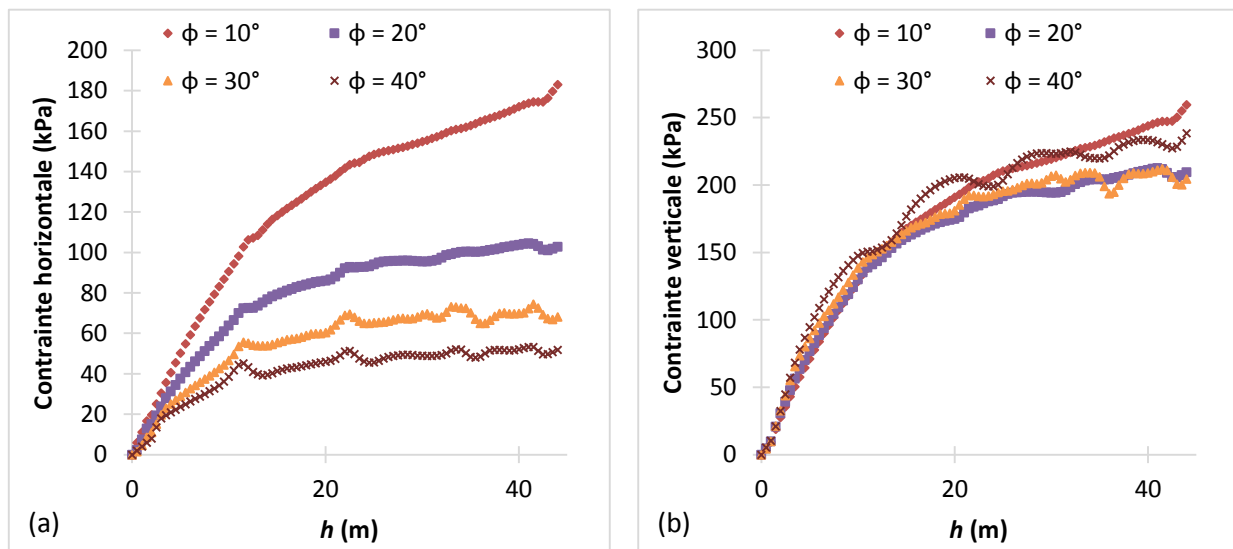


Figure A2.8 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents angles de frottement interne ϕ du remblai. La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.17.

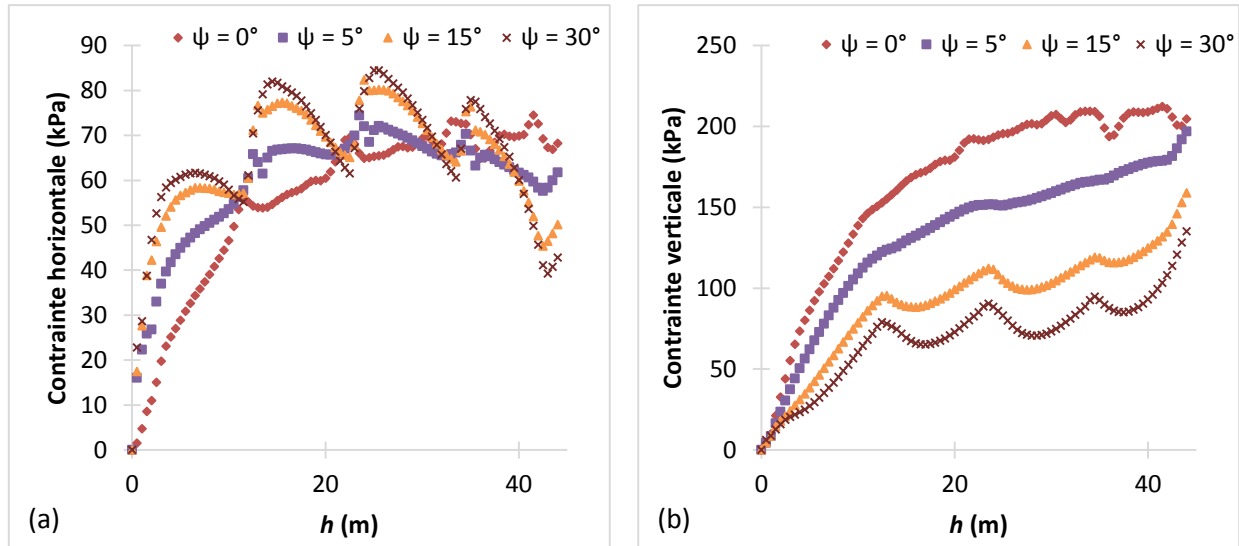


Figure A2.9 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents angles de dilataance ψ du remblai. La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.18.

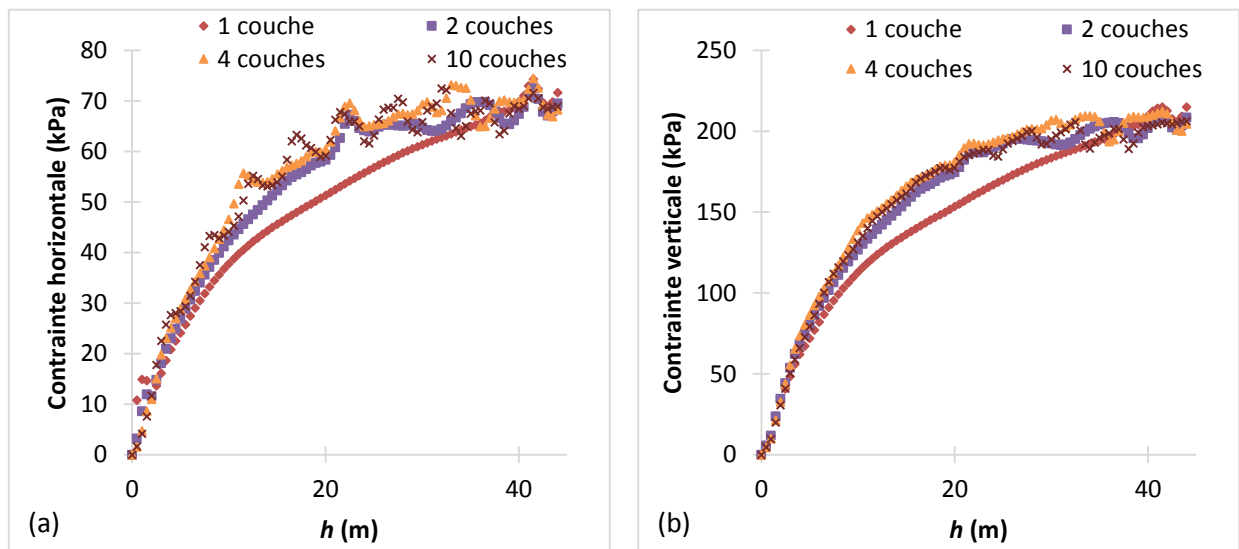


Figure A2.10 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes méthodes de remplissage. La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.19.

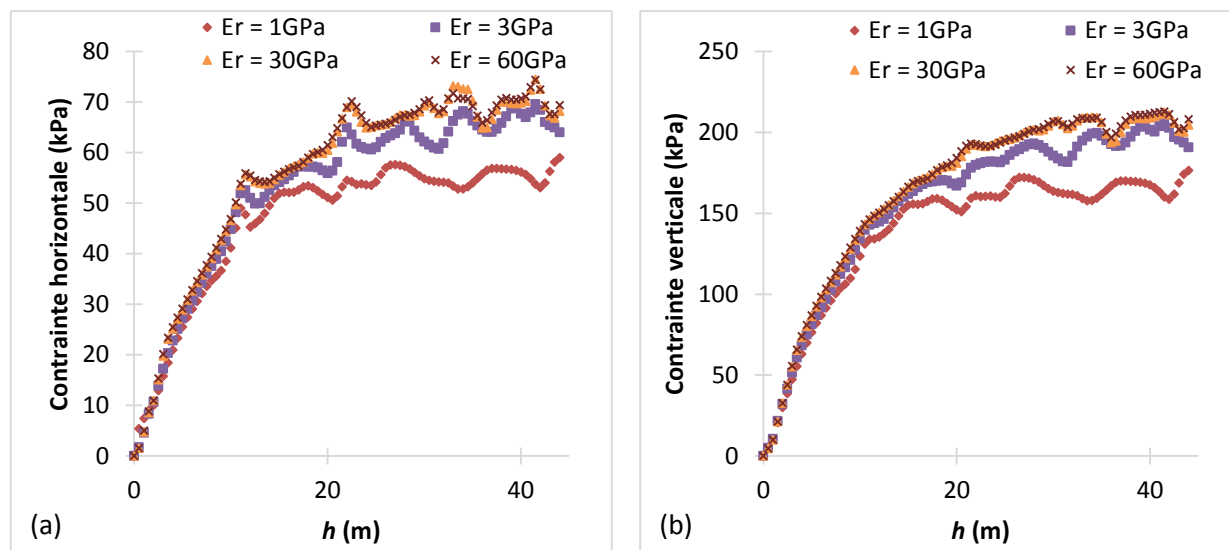


Figure A2.11 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents module de Young E_r de la roche (linéaire élastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.20.

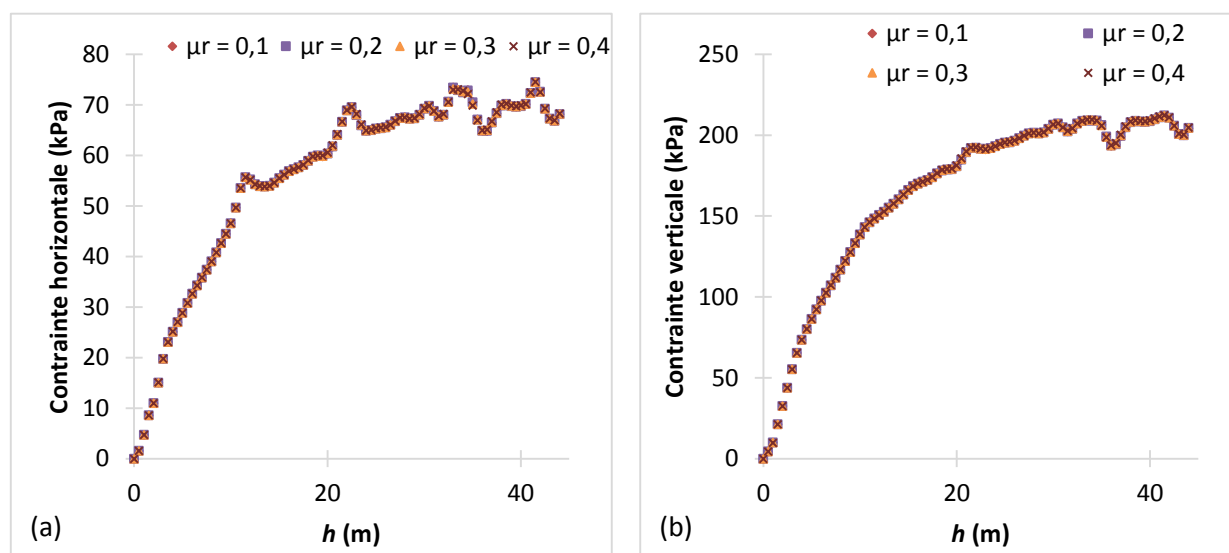


Figure A2.12 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents coefficients de Poisson μ_r de la roche (linéaire élastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.21.

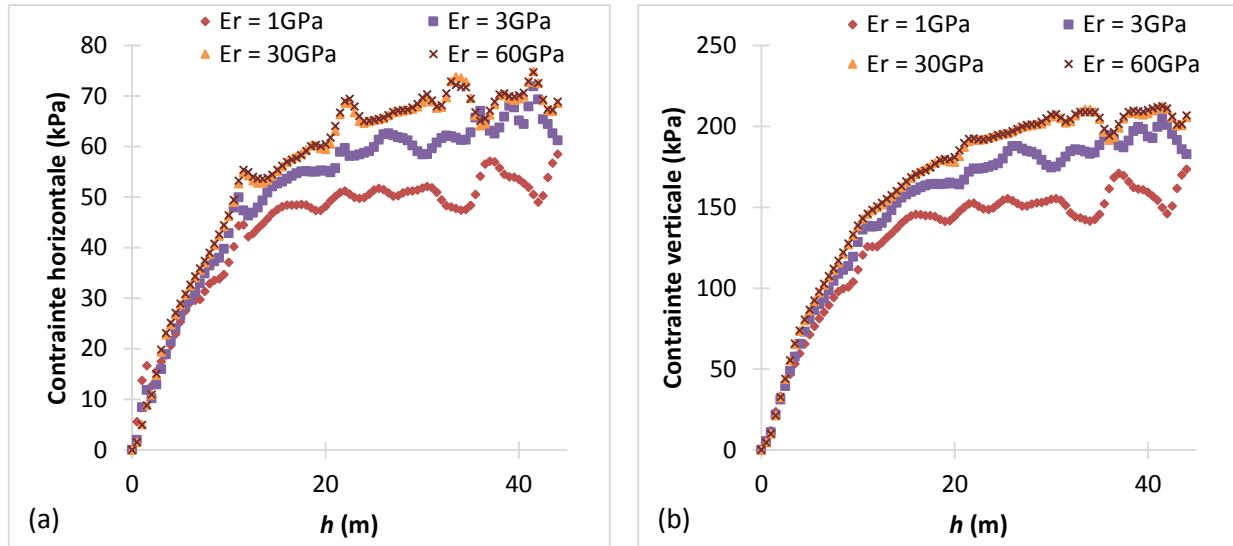


Figure A2.13 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents module de Young E_r de la roche (élastoplastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.22.

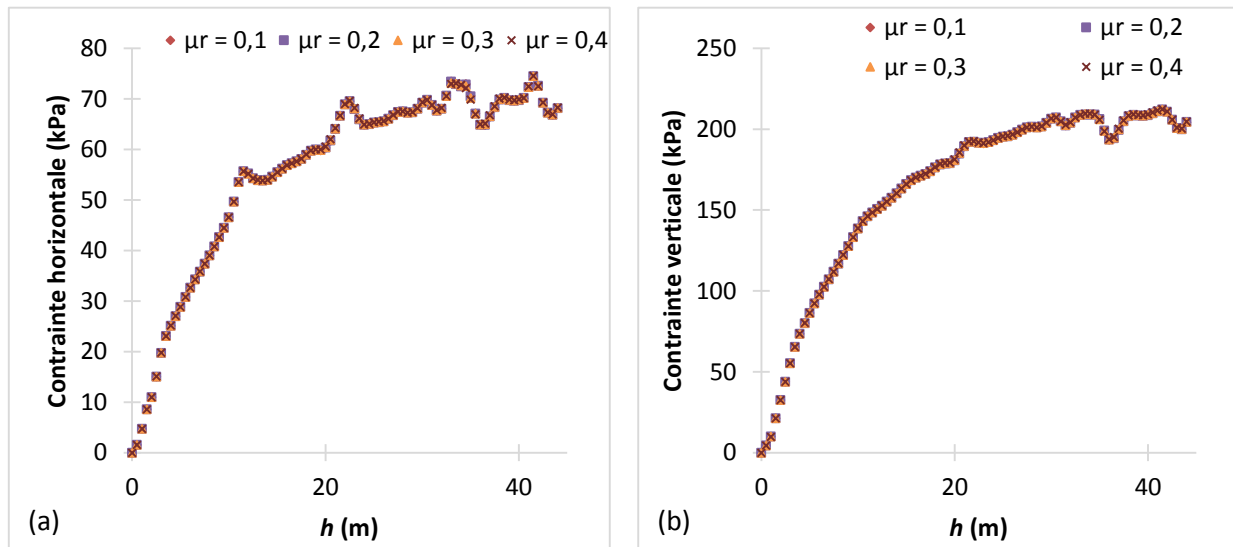


Figure A2.14 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents coefficients de Poisson μ_r de la roche (élastoplastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.23.

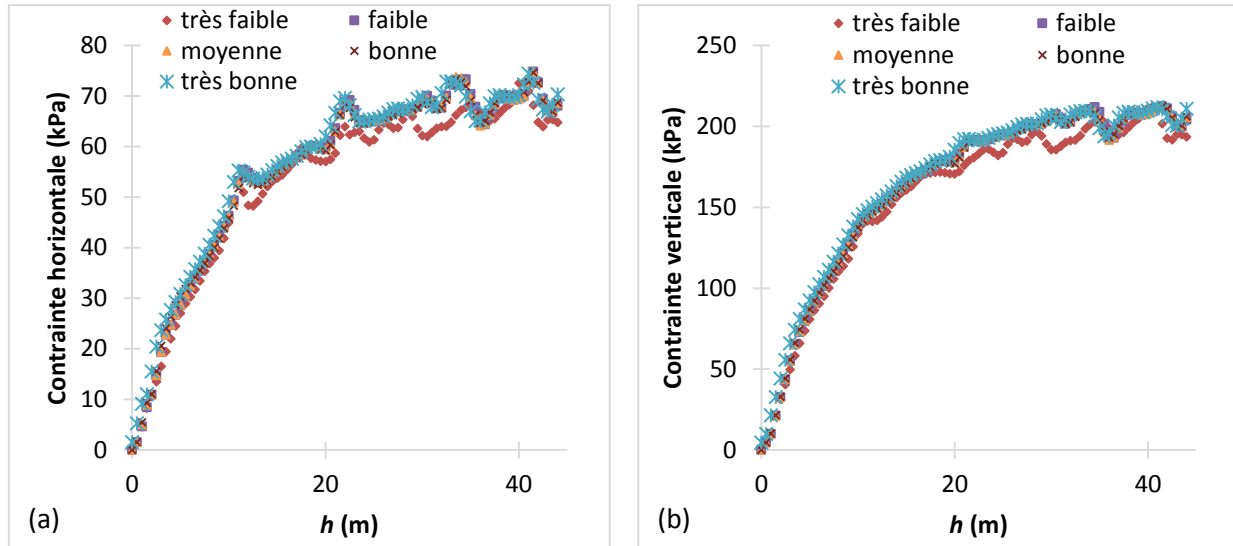


Figure A2.15 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différentes qualités de la roche (élastoplastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.24.

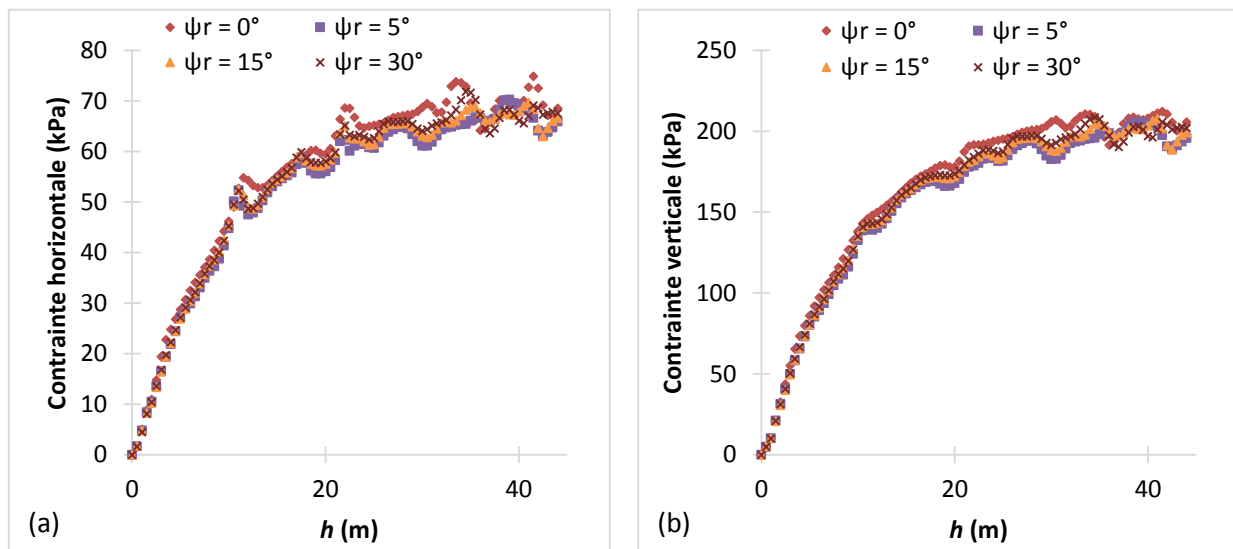


Figure A2.16 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents angles de dilatance ψ_r de la roche (élastoplastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.25.

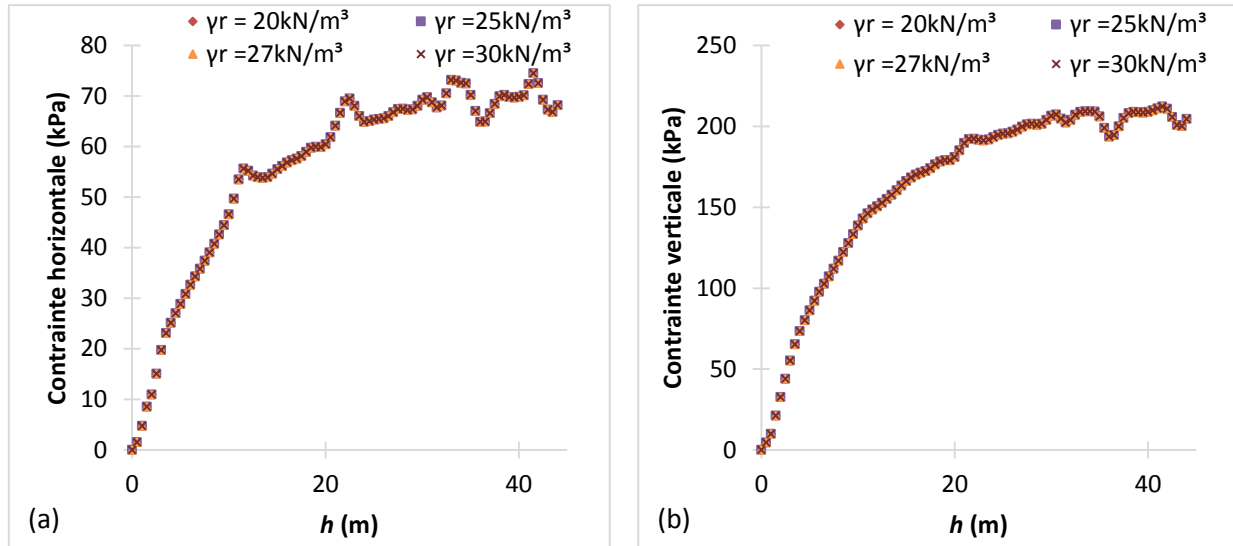


Figure A2.17 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents poids volumiques γ_r de la roche (élastoplastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.26.

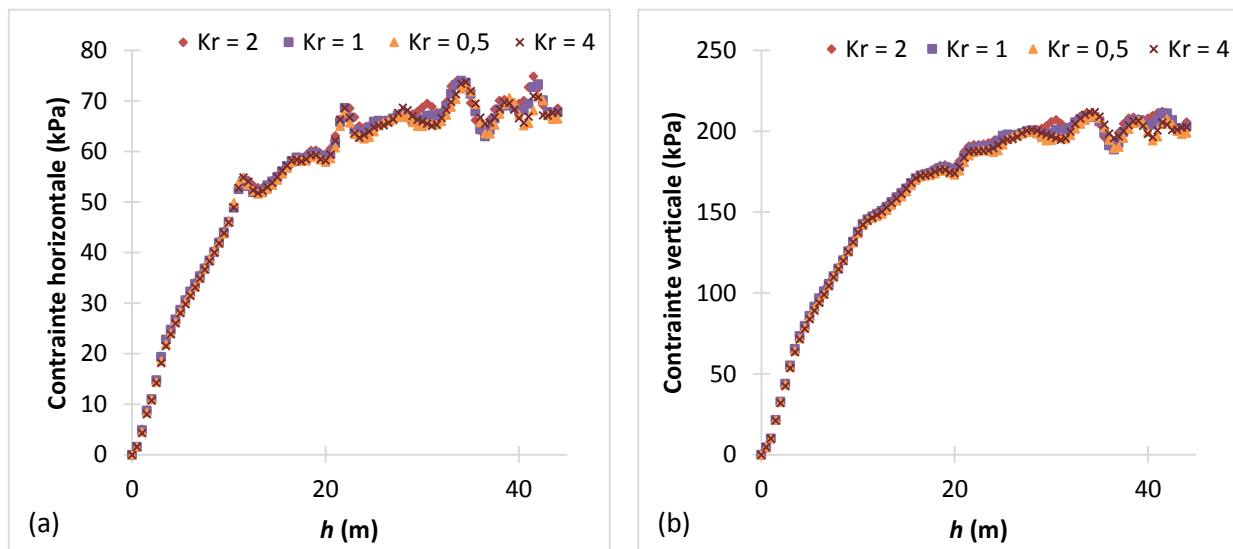


Figure A2.18 : Variation des contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement avec SIGMA/W le long de la ligne centrale du chantier minier avec différents coefficient de pression des terres K_r de la roche (élastoplastique). La variation du coefficient $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ correspondante est présentée dans la figure 3.27.

ANNEXE 3 – Validation du Code Plaxis 2D 2014

Plaxis 2D est un logiciel d'éléments finis bidimensionnel permettant l'analyse de problèmes de déformation, de stabilité et d'écoulement d'eau en géotechnique. C'est un outil puissant et simple à manipuler. Mais comme tout autre logiciel, ce dernier peut avoir quelques défauts. Pour cette raison, il faut valider ce logiciel avant de l'utiliser pour s'assurer d'obtenir des résultats cohérents.

De la même manière que le code Sigma/W, la validation se fera en modélisant un problème dont la solution analytique est connue. Le problème en question sera le même que celui dans l'Annexe 1, à savoir : l'excavation d'un tunnel de longueur infinie dans un espace infini et ce pour 2 lois de comportement différentes, à savoir : une loi de comportement linéaire élastique et une loi de comportement élasto-plastique.

Avant d'expliquer la procédure de validation, il est nécessaire de mentionner le fonctionnement général du code Plaxis 2D. Il existe 2 modules reliés entre eux :



Plaxis input : ce module sert à dessiner la géométrie, à définir les matériaux, les charges, les conditions aux frontières et le maillage. Une fois tout est défini, on crée les étapes de notre modélisation. Dans chaque étape, on active/désactive les chargements/zones/interfaces. Mais il faut noter que les conditions aux frontières ne peuvent pas être modifiées d'une étape à l'autre. Elles sont les mêmes pour toutes les étapes. On lance les calculs après avoir défini toutes les étapes nécessaires à la modélisation du problème.



Plaxis Output: Pour visualiser les résultats obtenus.

A3.1 Modèle linéaire élastique

Les formules de champs de contraintes et de déplacements développées par Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968), Wang et al. (1981) et Li (1997) sont considérées pour valider les résultats obtenus numériquement grâce au logiciel. Ces formules sont présentées à l'Annexe 1.



Dans Plaxis input, on dessine la géométrie du problème (figure A3.1). Il faut dessiner même les chargements qu'on va activer plus tard.

- Domaine : 5 fois la taille du diamètre
- Maillage: fin avec plus de raffinement au niveau de l'excavation (figure A3.2)
- Chargements appliqués: 20 MPa sur les parois horizontales
- Fixations des déplacements x au niveau des parois verticales
- Propriété de la roche : $E = 50 \text{ GPa}$ $\nu = 0.334$ $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$
- Rayon de l'excavation : 3 m

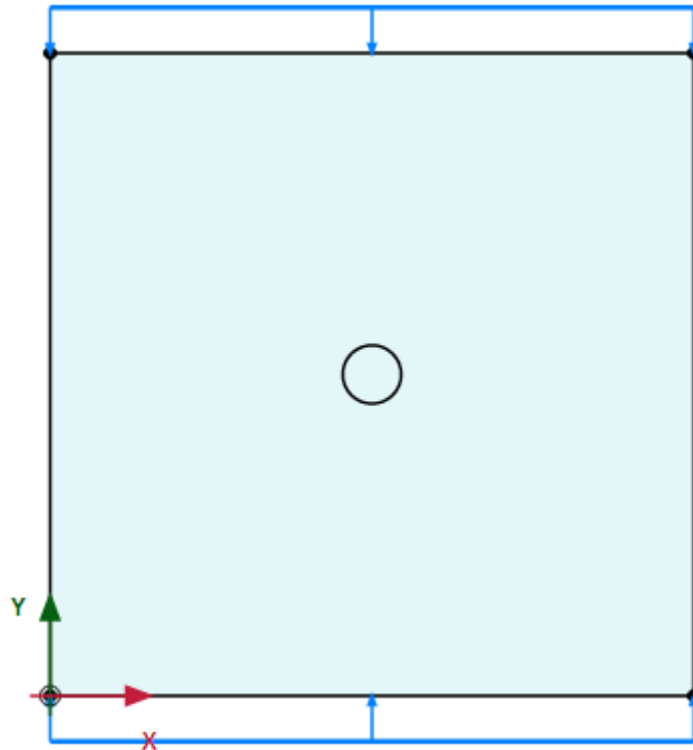


Figure A3.1 : Modèle réalisé dans Plaxis Input.

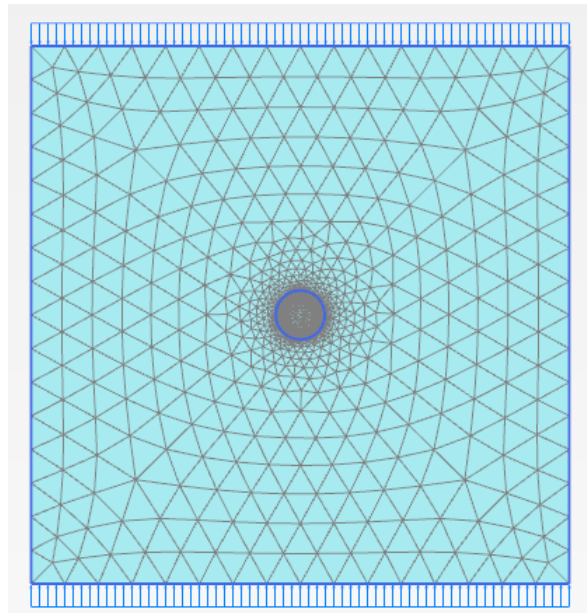


Figure A3.2 : Maillage utilisé pour la modélisation du problème

Ensuite, On crée les étapes de notre modélisation. Par défaut, la phase initiale est déjà créée, mais à cette étape, on ne peut pas rajouter de chargement, donc elle reste qu'elle telle (figure A3.3). On peut voir que les chargements sont désactivés: couleur grise. (Les contraintes sont calculées avec K_0)

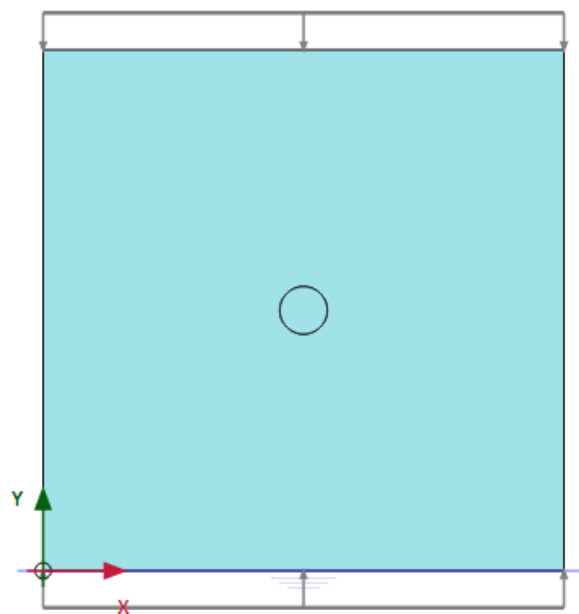


Figure A3.3 : Première étape de la modélisation - phase initiale

À la deuxième étape, on rajoute les chargements qu'on a déjà définis au préalable. Ils deviennent actifs de couleur bleue comme le montre la figure A3.4.

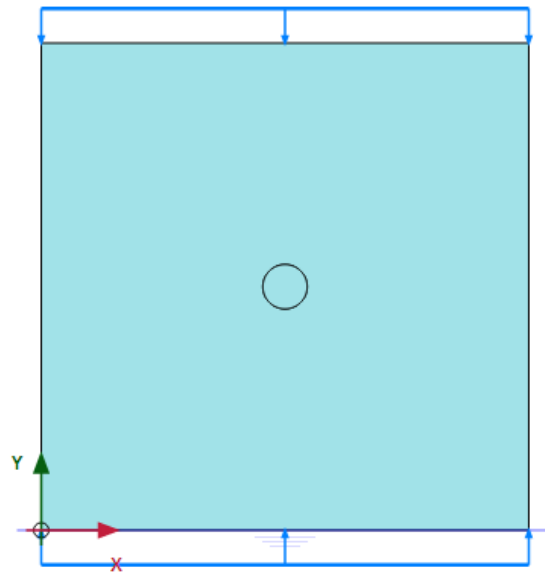


Figure A3.4 : Deuxième étape de la modélisation - activation des chargements

En dernière étape, on réalise l'excavation tout en laissant les chargements activés (figure A3.5). Les déplacements sont remis à zéro après chaque étape

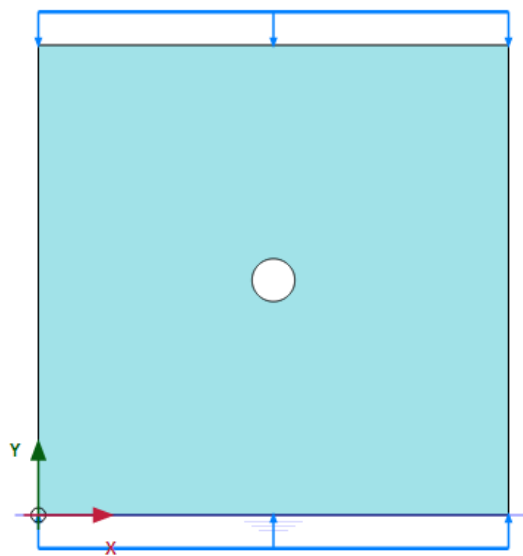


Figure A3.5 : Troisième étape de la modélisation - excavation du tunnel



On s'intéresse aux résultats obtenus le long d'un profil horizontal pour faire les comparaisons des contraintes, comme indiqué dans la figure A3.6.

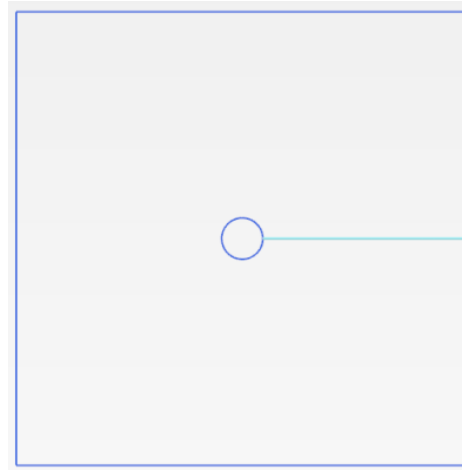


Figure A3.6 : Profil sélectionné pour comparer les résultats

Le problème peut être traité aussi par symétrie en considérant seulement le quart du modèle précédent afin de réduire les temps de calculs et pour avoir plus de précision. Les résultats obtenus numériquement sont comparés avec les résultats des solutions analytiques citées précédemment. Ces comparaisons sont schématisées par les figures suivantes.

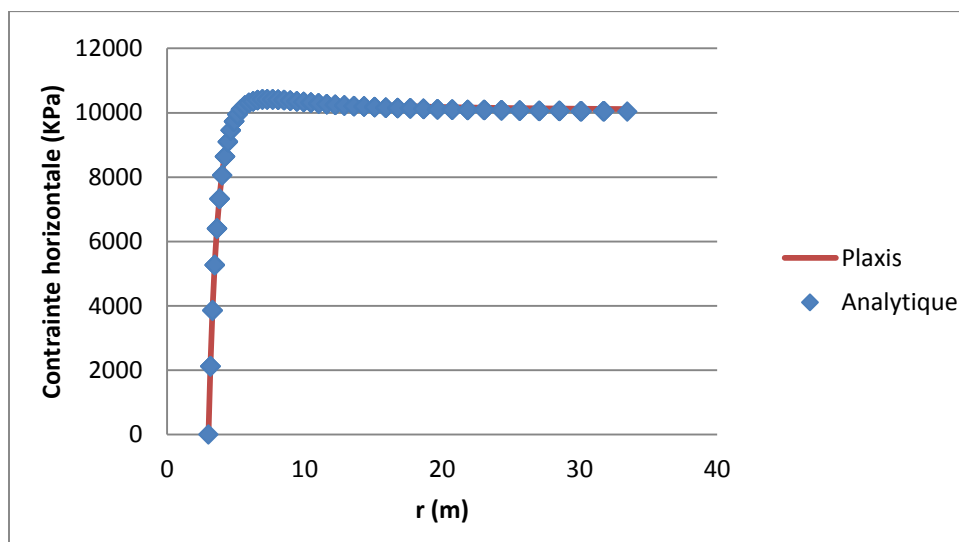


Figure A3.7 : Comparaison entre la variation de la contrainte horizontale obtenue analytiquement et numériquement pour un profil horizontal.

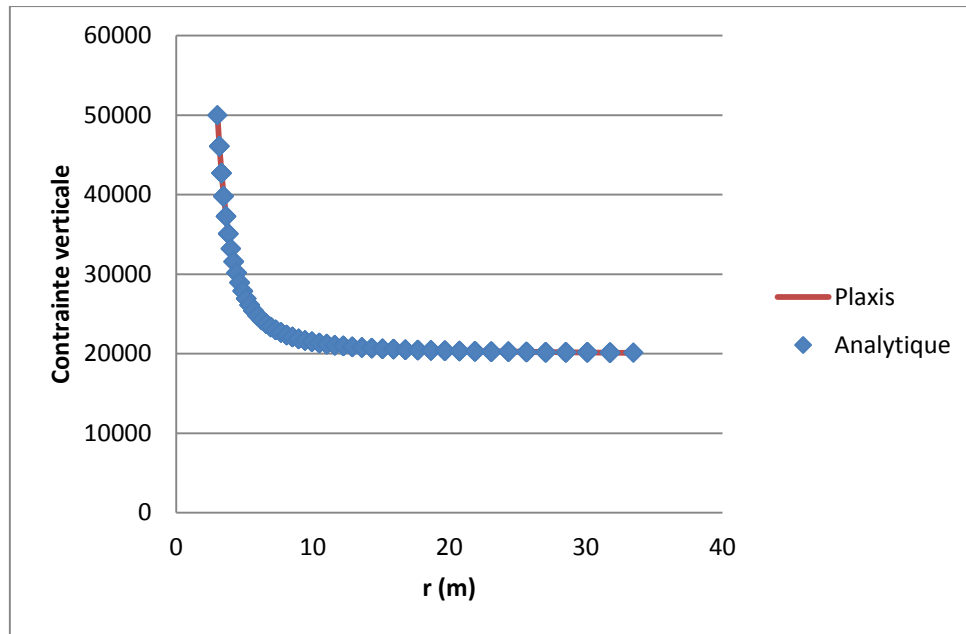


Figure A3.8 : Comparaison entre la variation de la contrainte verticale obtenue analytiquement et numériquement pour un profil horizontal.

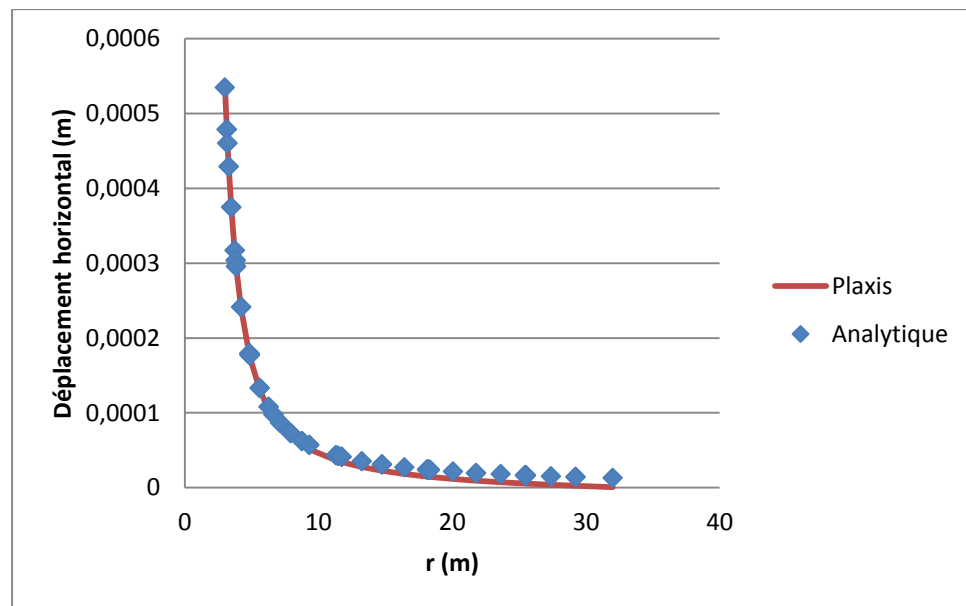


Figure A3.9 : Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu analytiquement et numériquement pour un profil horizontal.

On remarque que les courbes numériques et analytiques sont parfaitement identiques pour la variation des contraintes et du déplacement horizontal. Le logiciel Plaxis 2D est validé pour cette loi de comportement.

A3.2 Modèle élasto-plastique

Cette fois-ci, le massif rocheux suivra une loi de comportement élasto-plastique avec les propriétés suivantes:

- $E = 50 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.334$
- $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$ (gravité nulle)
- $c = 3450 \text{ kPa}$
- $\phi = 30^\circ$
- $\psi = 30^\circ$ (loi associée) et 0° (loi non associée)

Les contraintes sont appliquées de manière isotrope et sont égales à 20 MPa. La taille du domaine cette fois ci est prise égale à 10 fois la taille du diamètre du cercle pour éviter les problèmes au niveau des déplacements. Les résultats obtenus seront comparés avec la solution analytique développée par Salençon (1969), présentée à l'Annexe 1.

Les comparaisons des résultats numériques et analytiques sont montrées dans les figures A3.10 à A3.15 en adoptant une loi non associée ($\psi \neq \phi$) et une loi associée ($\psi = \phi$).

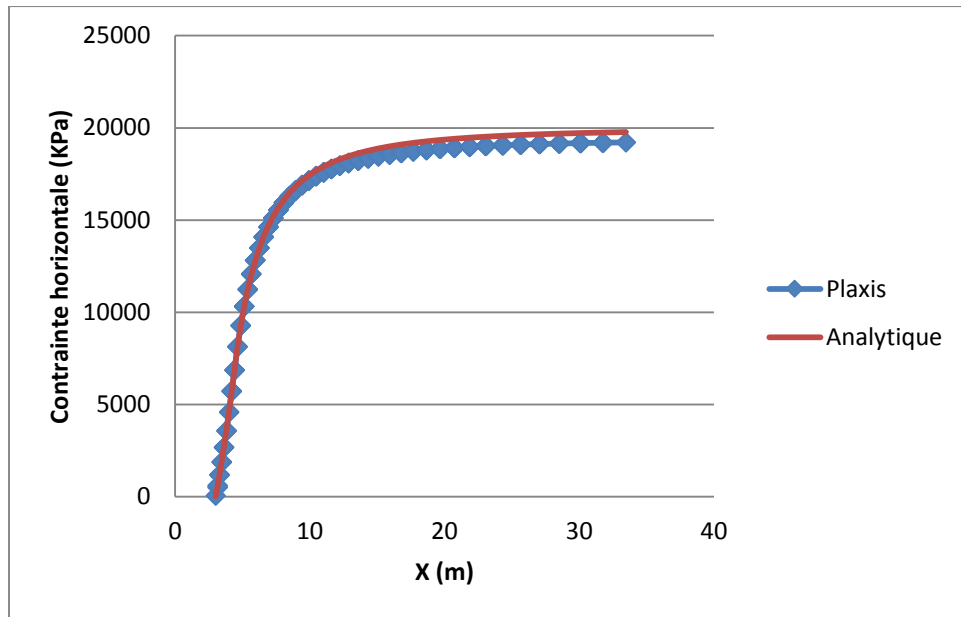


Figure A3.10 : Comparaison entre la variation de la contrainte horizontale obtenue analytiquement et numériquement avec une loi non associée

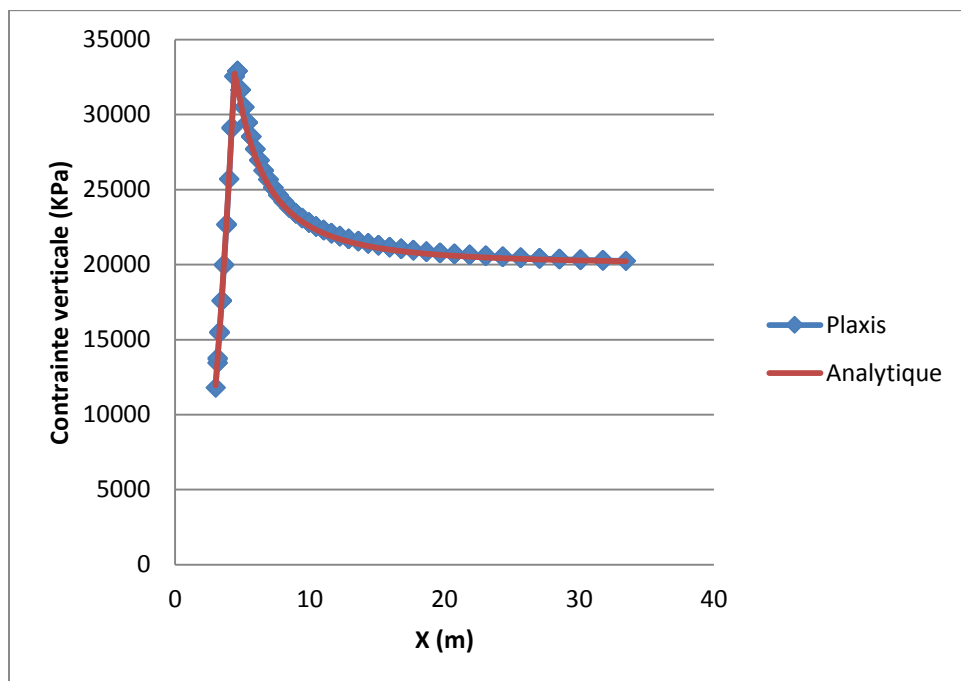


Figure A3.11 : Comparaison entre la variation de la contrainte verticale obtenue analytiquement et numériquement avec une loi non associée

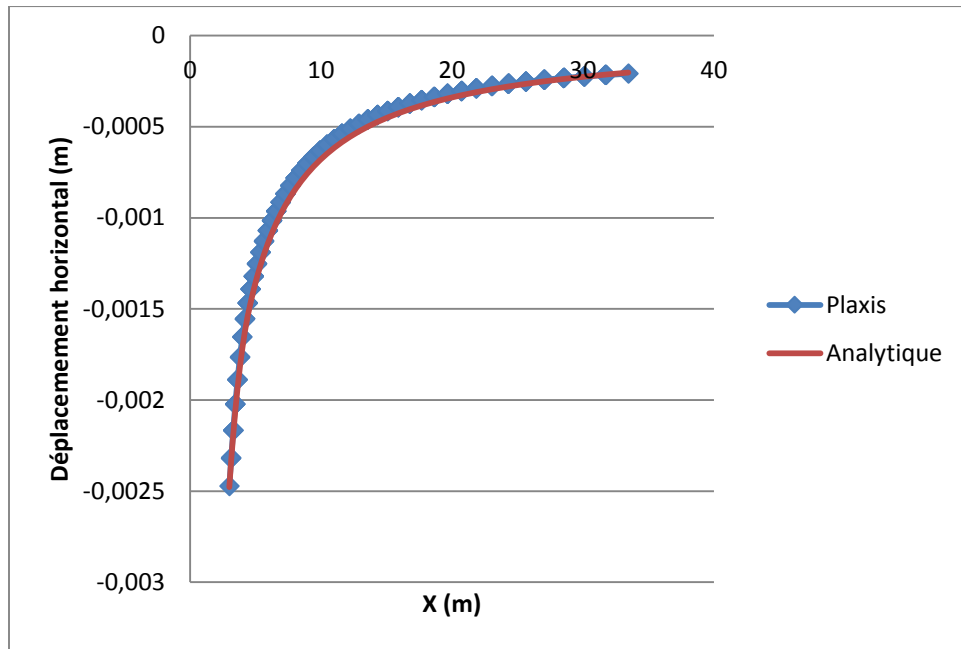


Figure A3.12 : Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu analytiquement et numériquement avec une loi non associée

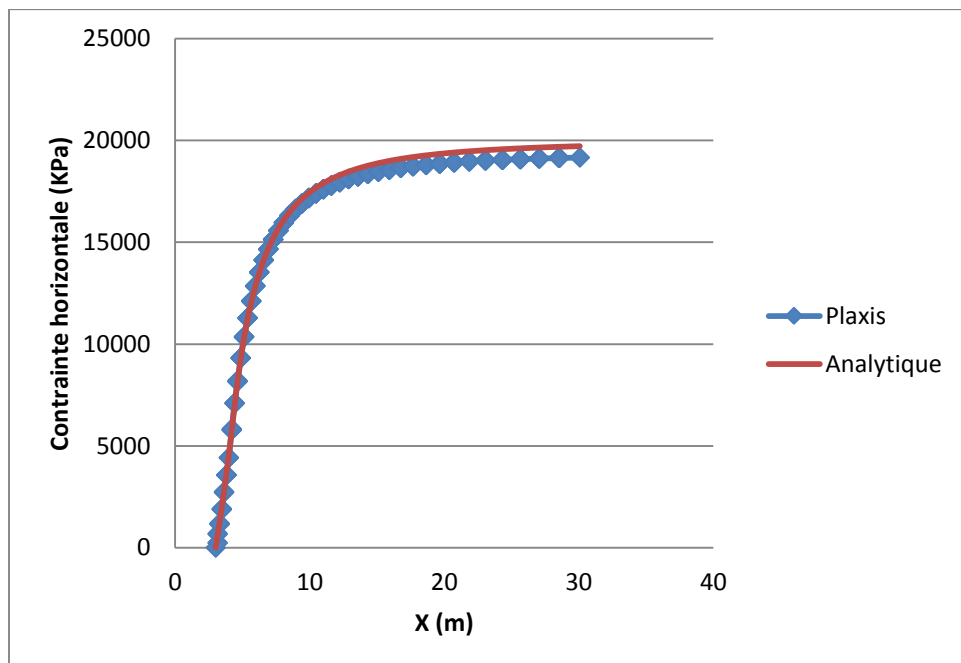


Figure A3.13 : Comparaison entre la variation de la contrainte horizontale obtenue analytiquement et numériquement avec une loi associée

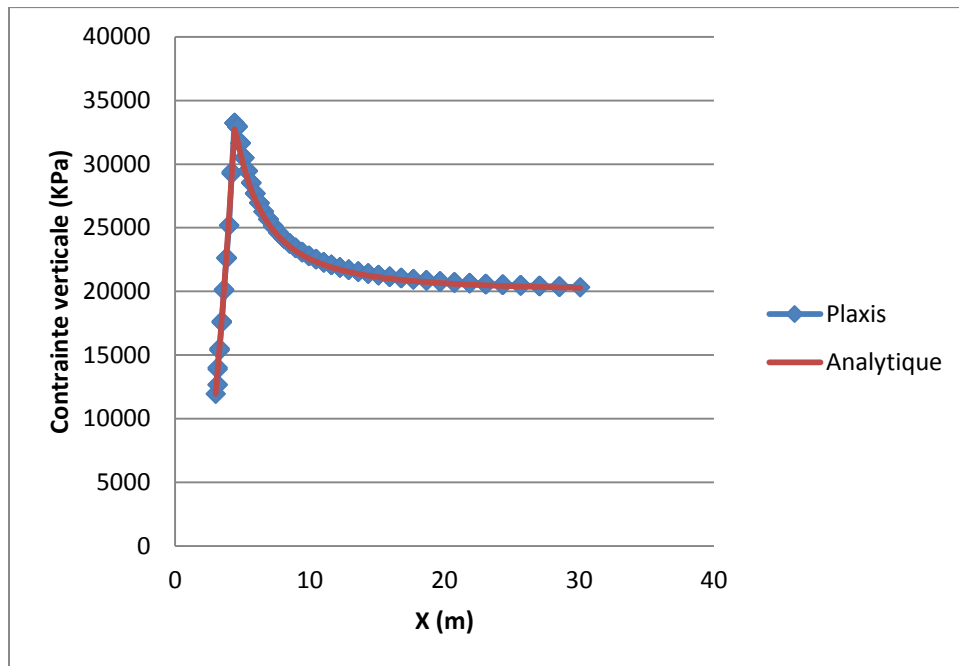


Figure A3.14 : Comparaison entre la variation de la contrainte verticale obtenue analytiquement et numériquement avec une loi associée

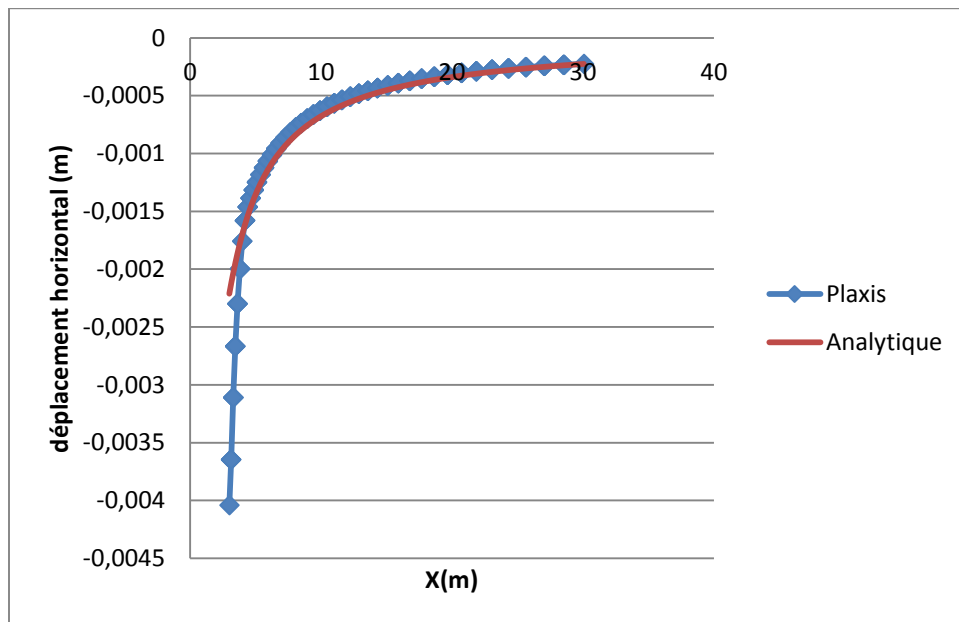


Figure A3.15: Comparaison entre la variation du déplacement horizontal obtenu analytiquement et numériquement avec une loi associée

Les résultats obtenus sont tous presque parfaitement identiques en comparaison avec les résultats analytiques, sauf pour le cas du déplacement horizontal en utilisant une loi associée. Le logiciel peut être validé pour cette loi de comportement avec une loi non associée. Toutefois, il faut garder un esprit critique quant aux résultats obtenus en adoptant une loi de comportement élasto-plastique avec une loi associée en traitant d'autres problèmes avec le logiciel Plaxis 2D.

ANNEXE 4 – Iso-contours des contraintes et des déplacements obtenus avec Plaxis 2D

A4.1 Iso-contours obtenus pour le modèle de référence

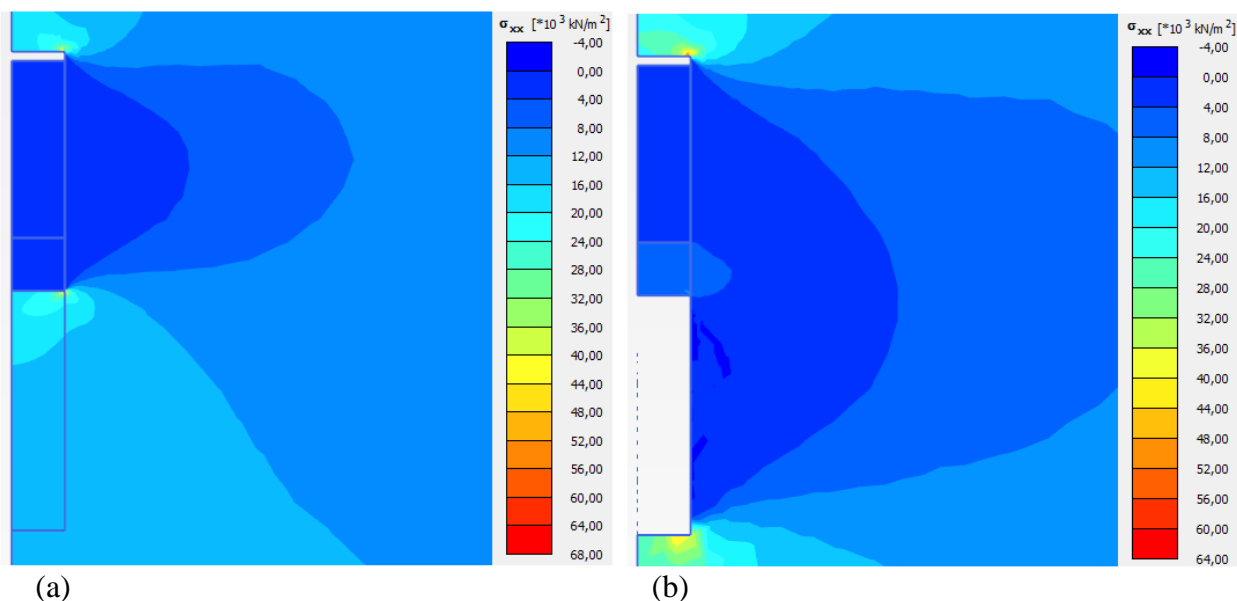


Figure A4.1: Iso-contours des contraintes horizontales obtenus avec Plaxis pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

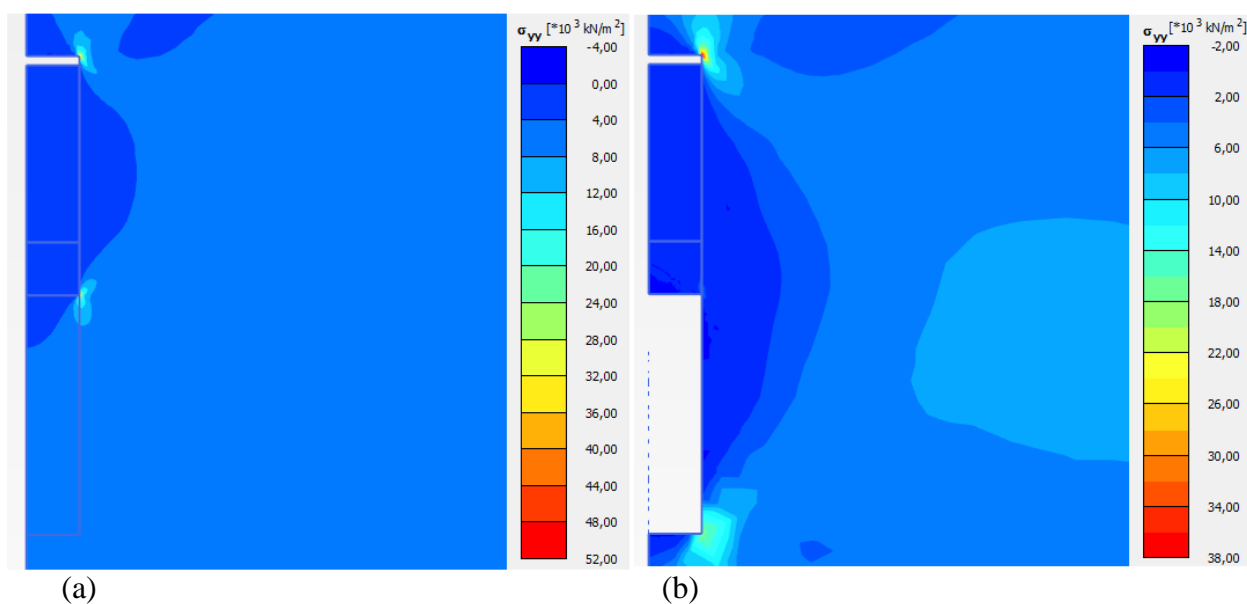


Figure A4.2: Iso-contours des contraintes verticales obtenus avec Plaxis pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

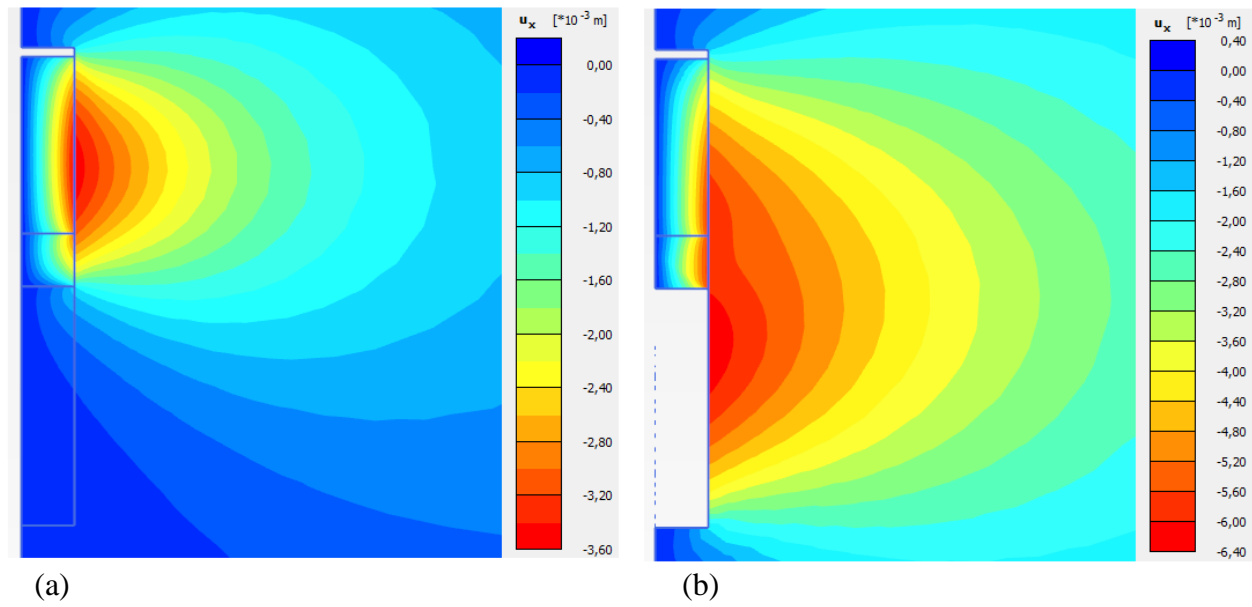


Figure A4.3: Iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec Plaxis pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

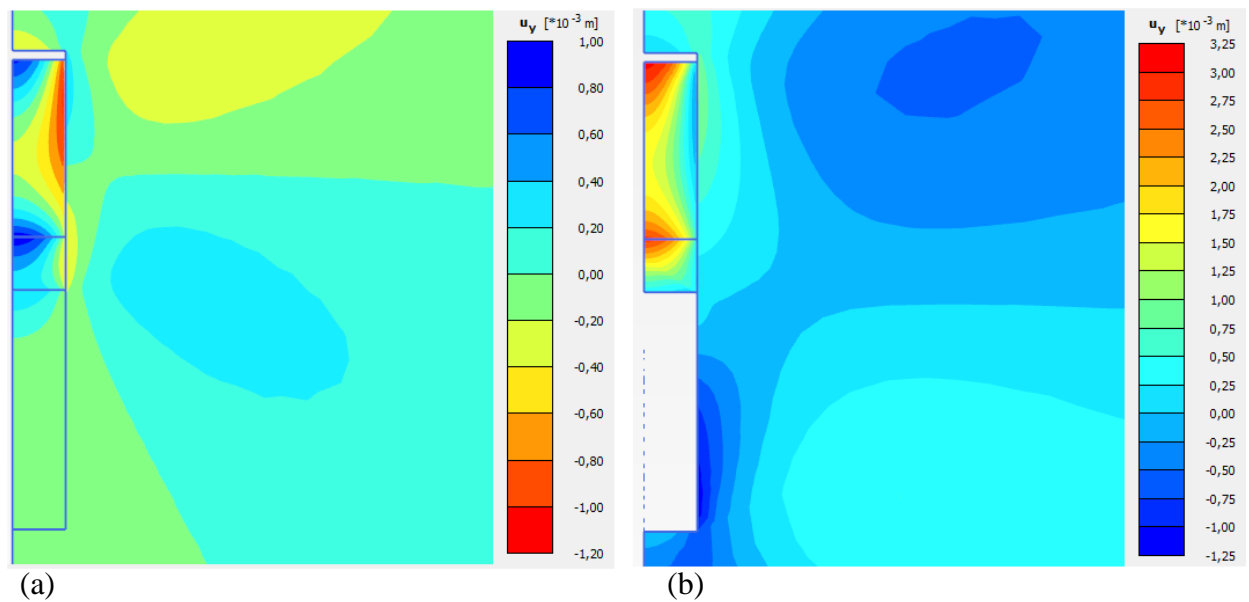


Figure A4.4: Iso-contours des déplacements verticaux obtenus avec Plaxis pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

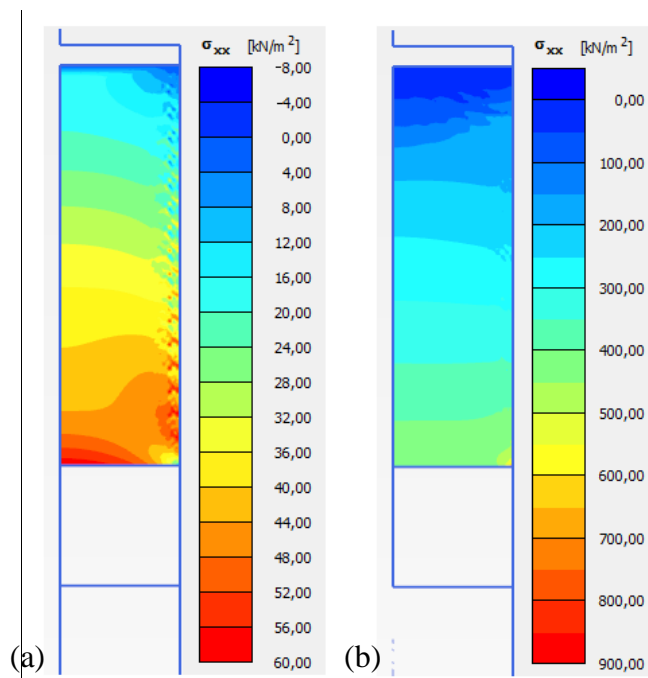


Figure A4.5: Iso-contours des contraintes horizontales obtenus avec Plaxis dans le remblai pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

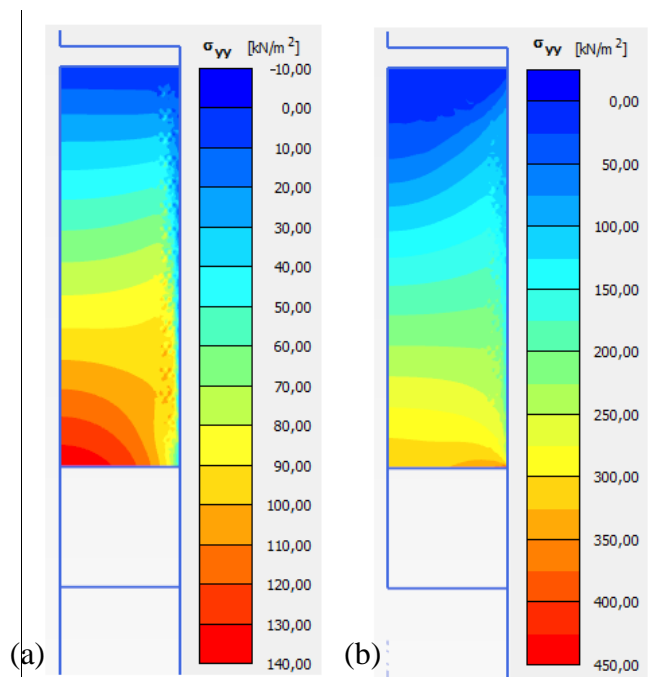


Figure A4.6: Iso-contours des contraintes verticales obtenus avec Plaxis dans le remblai pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

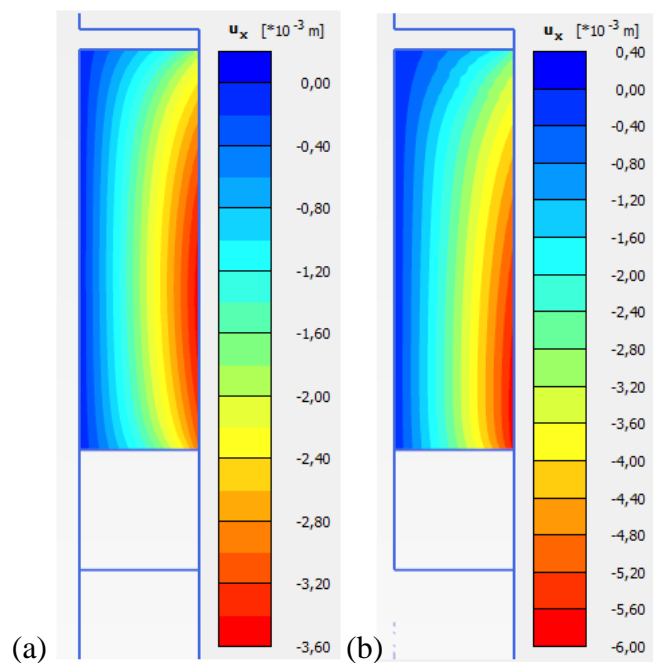


Figure A4.7: Iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec Plaxis dans le remblai pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

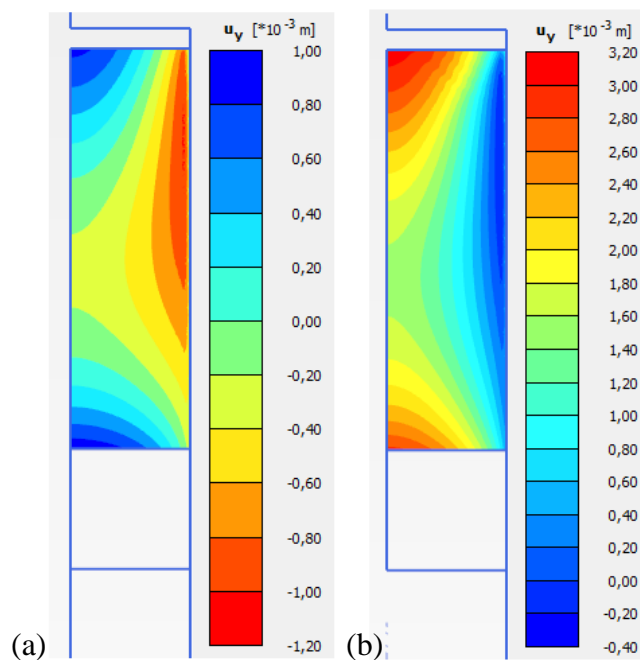


Figure A4.8: Iso-contours des déplacements verticaux obtenus avec Plaxis dans le remblai pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

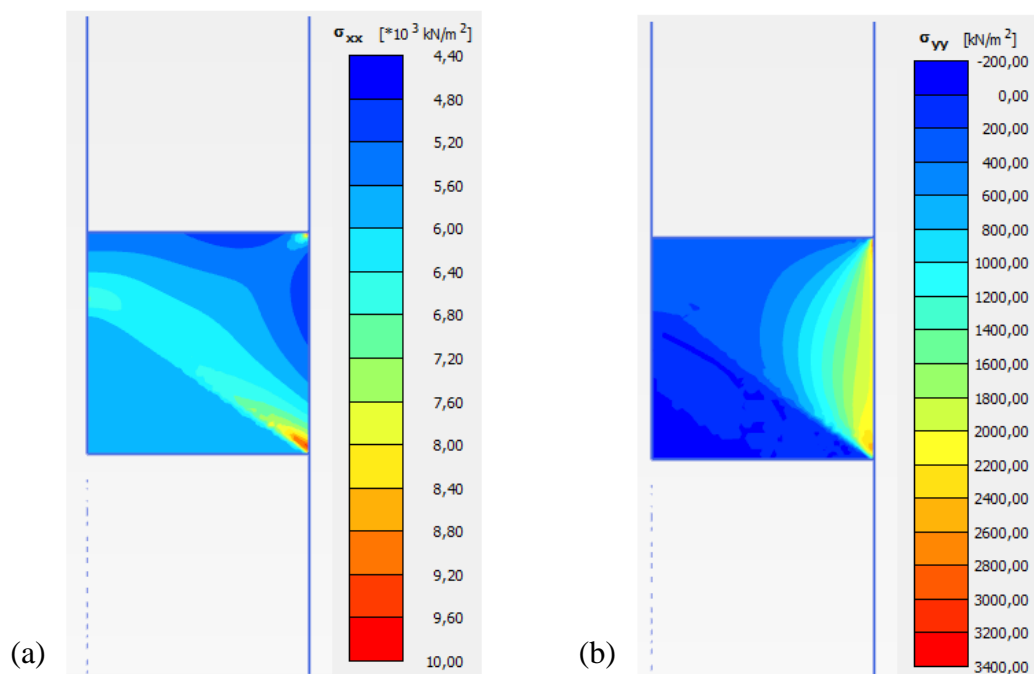


Figure A4.9: Iso-contours des contraintes horizontales (a) et verticales (b) obtenus avec Plaxis dans le pilier-dalle pour le modèle de référence après excavation du chantier sous-jacent.

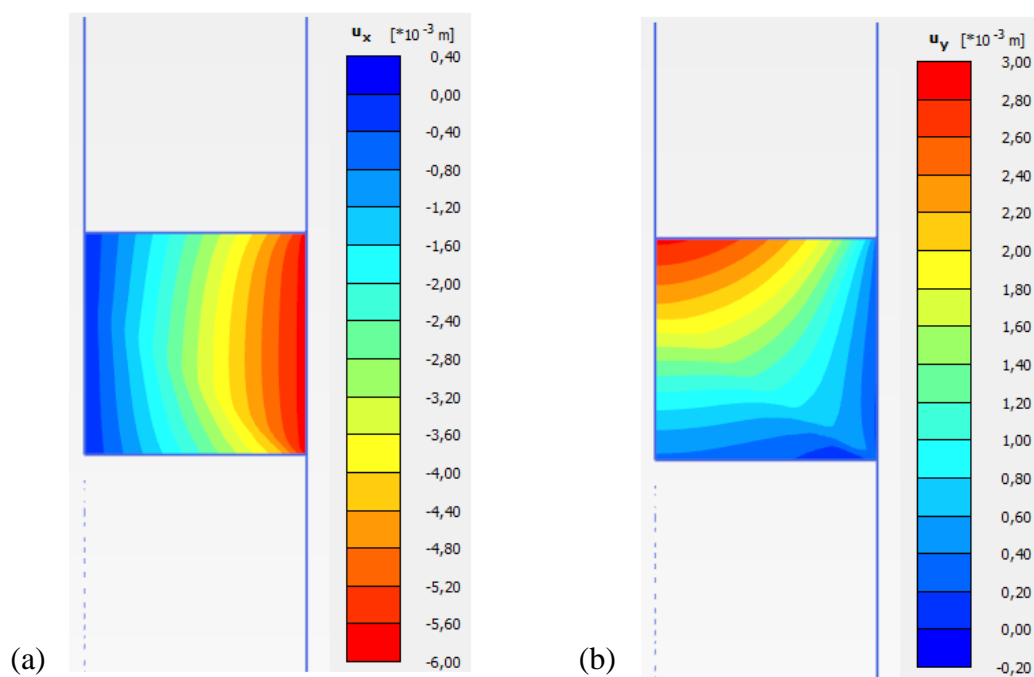


Figure A4.10: Iso-contours des déplacements horizontaux (a) et verticaux (b) obtenus avec Plaxis dans le pilier-dalle pour le modèle de référence après excavation du chantier sous-jacent.

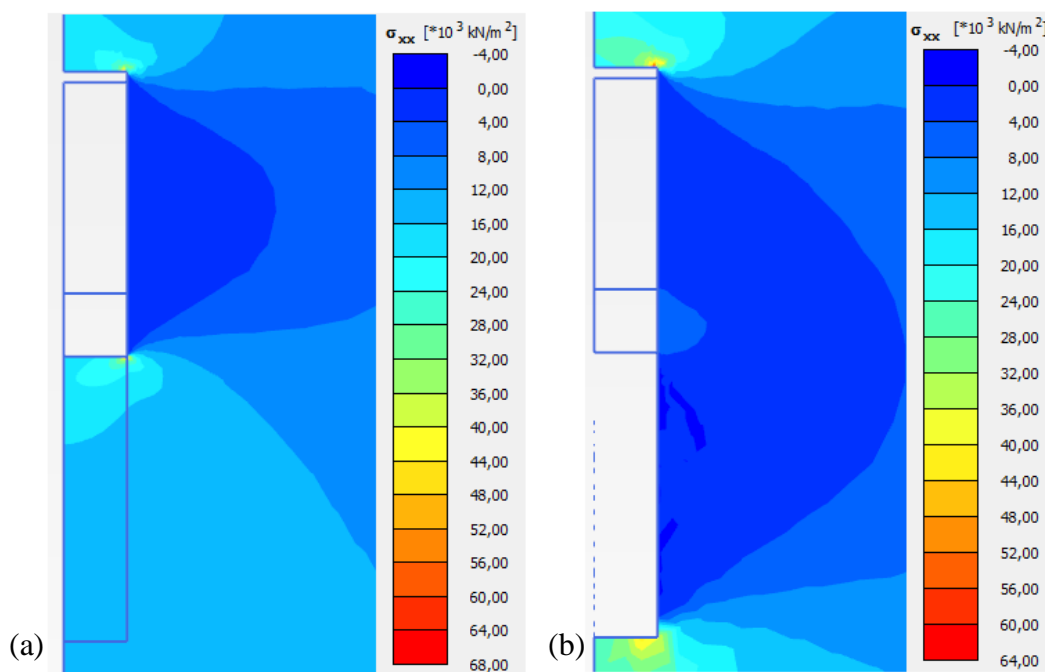


Figure A4.11: Iso-contours des contraintes horizontales obtenus avec Plaxis dans la roche pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

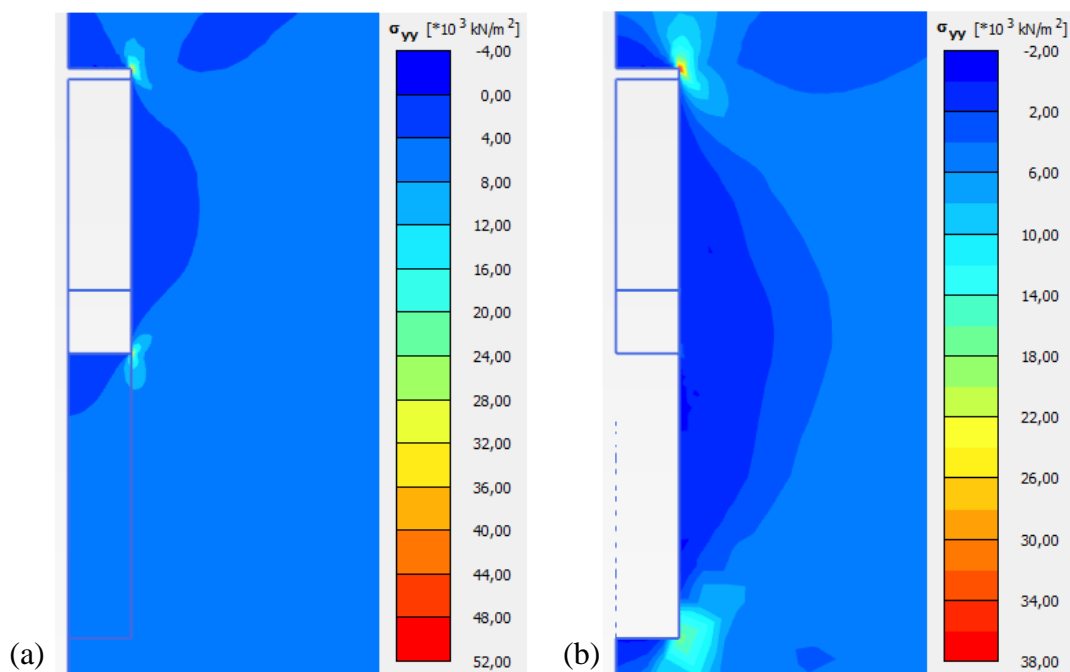


Figure A4.12: Iso-contours des contraintes verticales obtenus avec Plaxis dans la roche pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

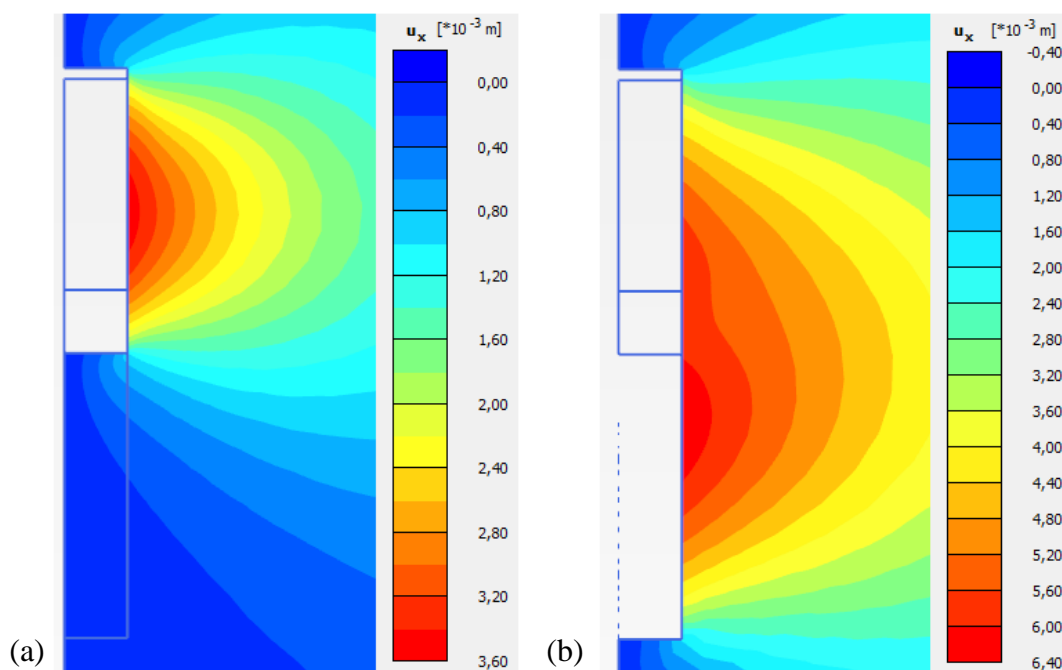


Figure A4.13: Iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec Plaxis dans la roche pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

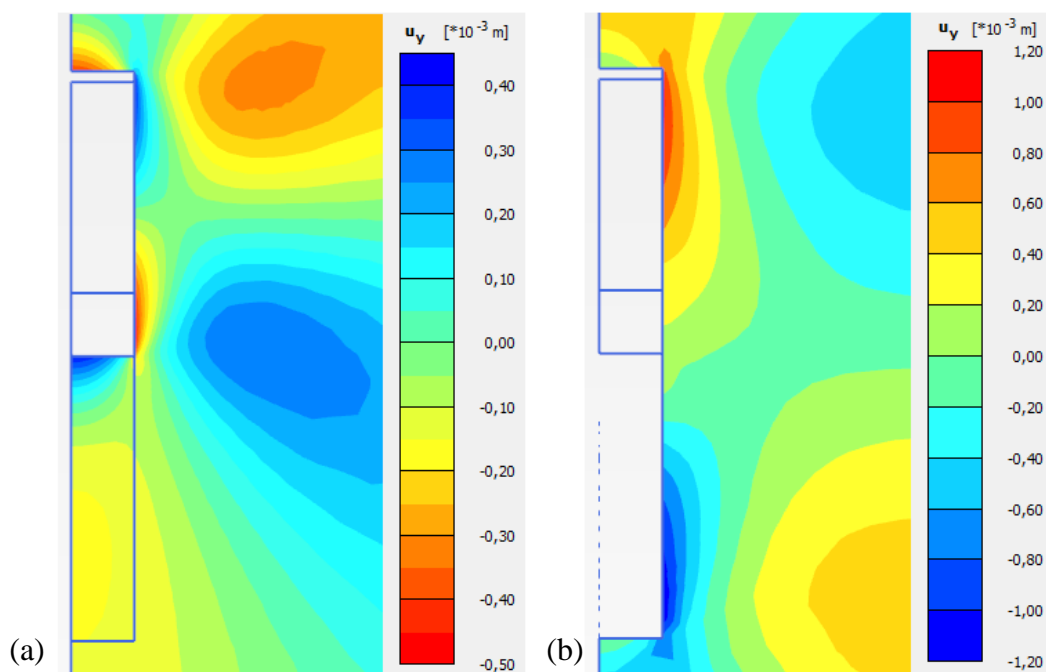


Figure A4.14: Iso-contours des déplacements verticaux obtenus avec Plaxis dans la roche pour le modèle de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

A4.2 Iso-contours obtenus pour un chantier incliné ($\alpha = 60^\circ$)

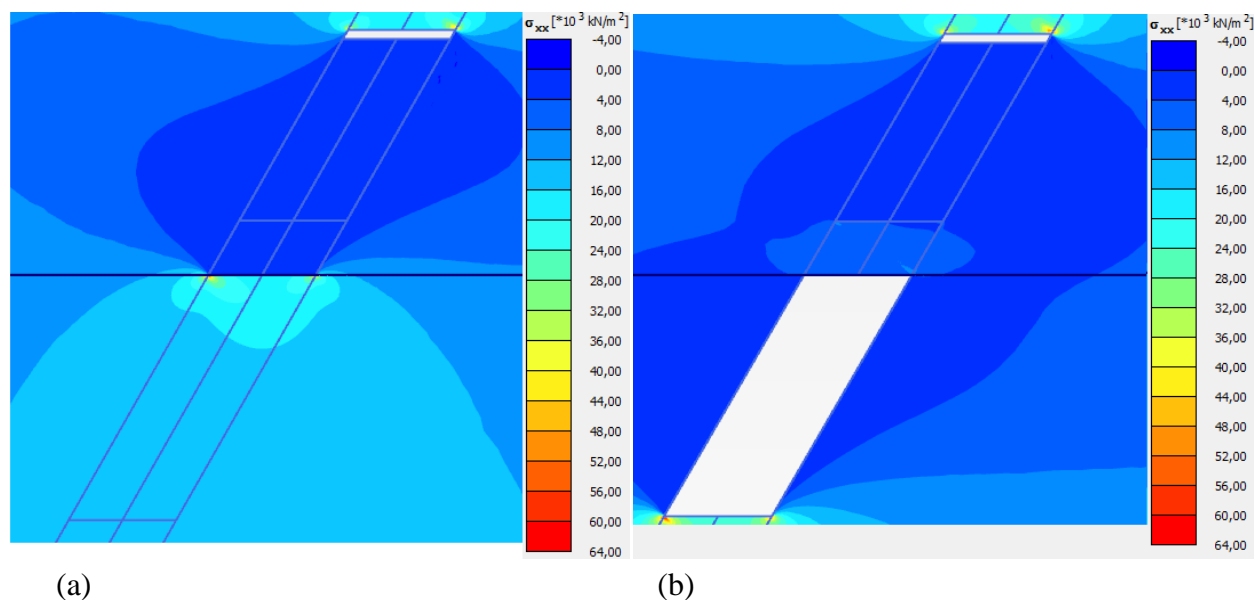


Figure A4.15: Iso-contours des contraintes horizontales obtenus avec Plaxis pour un chantier incliné ($\alpha = 60^\circ$) avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

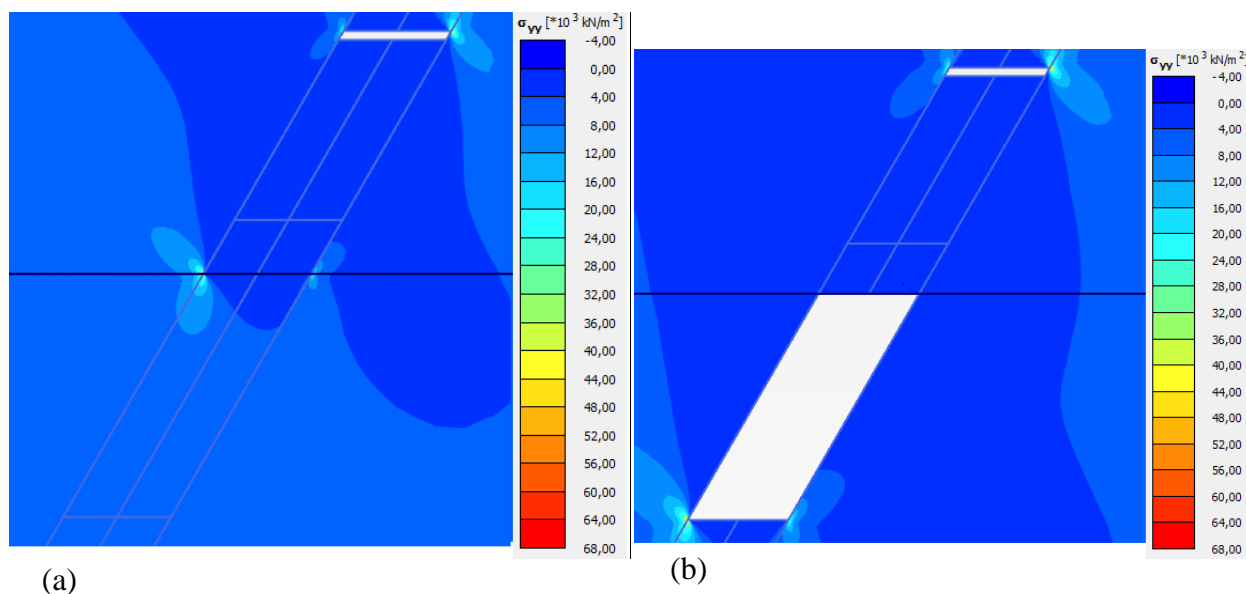


Figure A4.16: Iso-contours des contraintes verticales obtenus avec Plaxis pour un chantier incliné ($\alpha = 60^\circ$) de référence avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

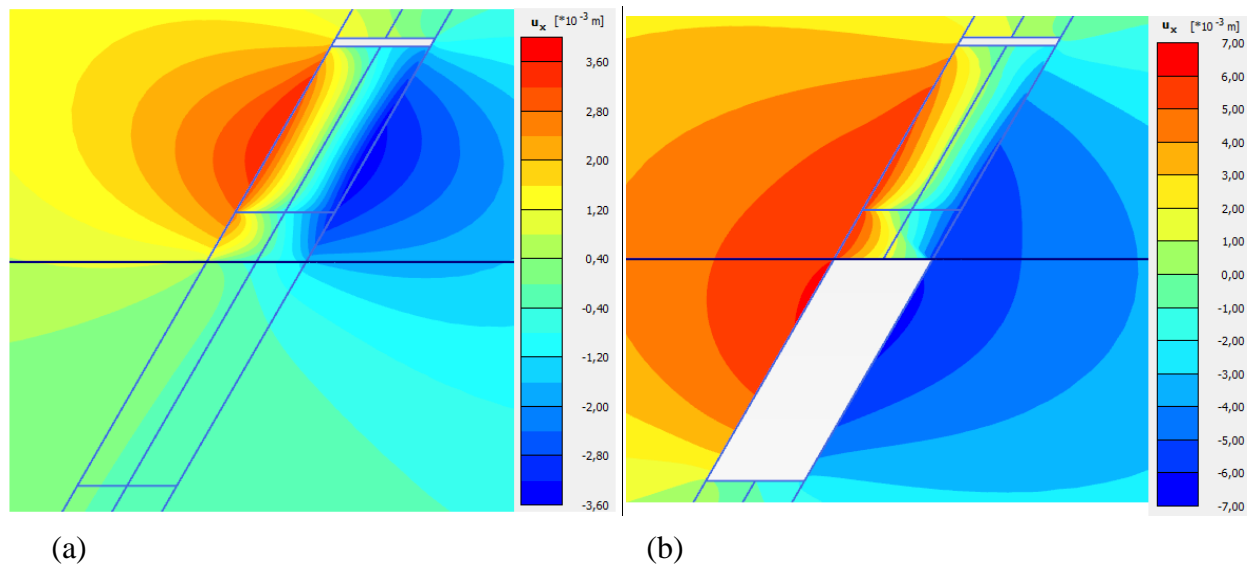


Figure A4.17: Iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec Plaxis pour un chantier incliné ($\alpha = 60^\circ$) avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.

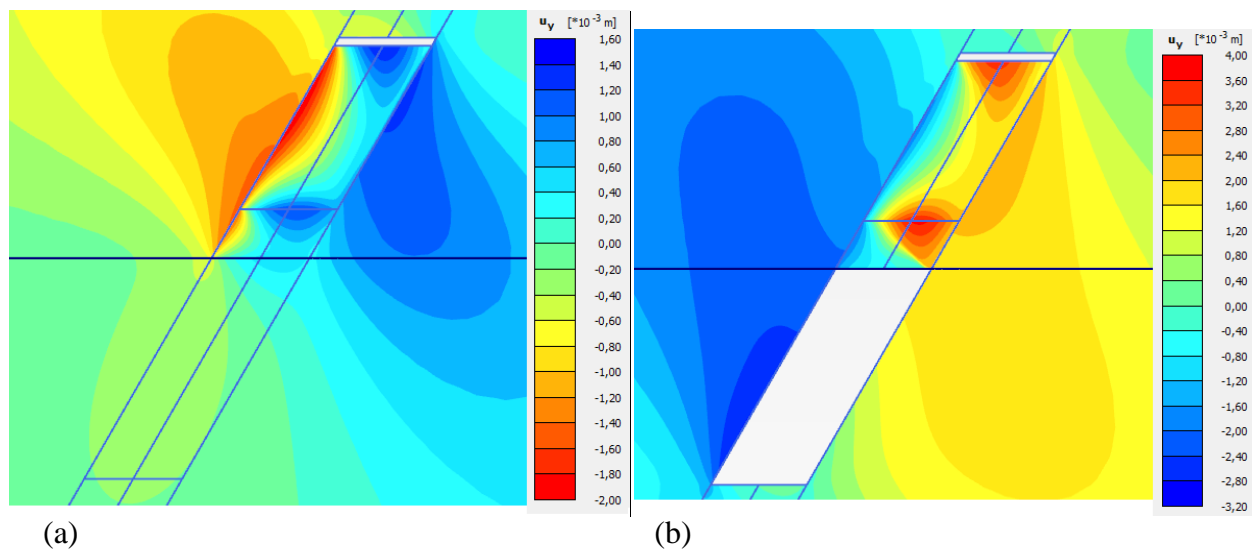


Figure A4.18: Iso-contours des déplacements verticaux obtenus avec Plaxis pour un chantier incliné ($\alpha = 60^\circ$) avant l'excavation (a) et après l'excavation (b) du chantier sous-jacent.